

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DE PROJETOS TIPO DE CONTENÇÃO
PARA ENCOSTAS RESIDUAIS DE SOLO E ROCHA DO
RIO DE JANEIRO**

LUCAS MATHEUS BEM DE ANDRADE

ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D.

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM GEOTECNIA

BRASÍLIA / DF: AGOSTO/2016

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

AVALIAÇÃO DE PROJETOS TIPO DE CONTENÇÃO
PARA ENCOSTAS RESIDUAIS DE SOLO E ROCHA DO
RIO DE JANEIRO

LUCAS MATHEUS BEM DE ANDRADE

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

GREGORIO LUIS SILVA ARAUJO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

ALEXIS ANDRÉ DIDIER CHRISTOPHE WILK, M.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 19 de AGOSTO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

ANDRADE, LUCAS MATHEUS BEM DE

Avaliação de Projetos Tipo de Contenção para Encostas Residuais de Solo e Rocha do Rio de Janeiro [Distrito Federal] 2015.

x, 52p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Taludes

2. Muros

3. Solos Residuais

4. Cortinas

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANDRADE, L.M.B. (2016). Avaliação de Projetos Tipo de Contenção para Encostas Residuais de Solo e Rocha do Rio de Janeiro. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 52 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lucas Matheus Bem de Andrade

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Avaliação de Projetos Tipo de Contenção para Encostas Residuais de Solo e Rocha do Rio de Janeiro

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Lucas Matheus Bem de Andrade

SHIN CA 2 Bloco F Apt. 233

71503-502 - Brasília/DF - Brasil

Para minhas amadas Beatriz, Carolina e Maria.

RESUMO

O presente projeto tem como objetivo a digitalização, catalogação e análise de uma série de 184 projetos de autoria e/ou revisão do Eng. Aldo da Cunha Rosa e que versam sobre estabilidade de taludes de solo ou rochosas, em especial os encontrados na cidade do Rio de Janeiro.

O acervo é composto por projetos datados entre os anos de 1975 e 2006 e compreende projetos de estabilidade em solo e rocha, estudos geológico-geotécnicos, projetos de drenagem e de contenção de lascas, além de projetos de muros de impacto. Dentre estes projetos encontram-se aproximadamente 300 estruturas de contenção.

Com base nas informações retiradas destes projetos, será feita uma análise estatística a fim de se obter parâmetros médios que sirvam como referência na elaboração de projetos futuros. Ainda neste trabalho, serão abordados também os modelos matemáticos que simulam o comportamento destes, e os métodos construtivos utilizados em sua estabilização.

SUMÁRIO

1.	Introdução	1
2.	Movimentação de Massa	1
2.1.	Tipos de movimento	1
3.	Escolha da Solução	1
4.	Estabilidade de Taludes em Solo	3
4.1.	Variáveis de entrada.....	3
4.1.1.	Topografia.....	3
4.1.2.	Geologia.....	3
4.1.3.	Tensões Cisalhantes	3
4.1.4.	Nível d'água.....	3
4.1.5.	Cargas Externas	4
4.2.	Fator de Segurança.....	4
5.	Métodos de Análise	4
5.1.	Método de Culmann.....	4
5.2.	Método Comum das Fatias	7
5.3.	Método das Fatias Simplificado de Bishop	9
5.4.	Método de Janbu	11
5.5.	Método de Morgenstern e Price	13
6.	Muros	15
6.1.	Método de Rankine	15
6.2.	Método de Coulomb	17
6.3.	Verificações	21
6.3.1.	Instabilidade Global	22
6.3.2.	Deslizamento ao Longo da Base.....	22
6.3.3.	Tombamento em Relação ao Pé do Muro.....	22
6.3.4.	Capacidade de Suporte do Solo da Fundação	23
6.4.	Muros de Gravidade.....	23
6.4.1.	Muros de Alvenaria de Pedra.....	23
6.4.2.	Muros de Concreto Ciclóptico ou Concreto Gravidade.....	24
6.4.3.	Muro de Gabiões.....	25
6.5.	Muro de concreto armado	25
6.5.1.	Muro em L (Muro de flexão)	25
6.5.2.	Muro ancorado na base	27
7.	Ancoragem, grampos e chumbadores	28
7.1.	Ancoragens	28
7.1.1.	Cargas de ancoragem	29

7.1.2.	Dimensionamento do trecho ancorado	29
7.2.	Grampos e chumbadores	31
7.2.1.	Ensaio de arrancamento em grampos	31
8.	Cortinas Ancoradas	33
8.1.	Análise de estabilidade	33
9.	O banco de dados	35
9.1.	Análise estatística e Definição das propriedades Médias	35
9.1.1.	Cortina Ancorada	35
9.1.2.	Muro Ancorado	40
9.1.3.	Muro em Concreto Armado	44
9.1.4.	Muro em Concreto Ciclópico	47
9.1.5.	Muro em Concreto Armado com Chumbadores	49
10.	Conclusões	51
	Referências Bibliográficas	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.4.2-1 - Fatores de segurança recomendados para novos taludes para uma chuva com tempo de retorno de 10 anos	4
Tabela 9.1.1-1 - Parâmetros do solo - Cortina ancorada.....	36
Tabela 9.1.2-1 - Parâmetros do solo - Muro ancorado.....	41
Tabela 9.1.3-1 - Parâmetros do solo – Muro em concreto armado.....	45
Tabela 9.1.4-1 - Parâmetros do solo - Muro em concreto ciclópico	47
Tabela 9.1.5-1 - Parâmetros do solo - Muro em concreto armado com chumbadores	50

LISTA DE FIGURAS

Figura 3-1 - Escolha da solução para taludes em solo (GEO-RIO, 2000).....	2
Figura 5.1-1 - Análise de talude finito: Método de Culmann (adaptado) (DAS, 2011)	5
Figura 5.2-1 - O método das fatias (DAS, 2011)	8
Figura 5.2-2 - Análise da estabilidade através do método comum das fatias para taludes em solos estratificados (DAS, 2011)	9
Figura 5.3-1 - Variação de $\tan \alpha$ com α e $\tan \phi' / F_s$. (DAS, 2011).....	11
Figura 5.4-1 - (a) Superfície de falha e (b) forças em uma fatia de solo propostas por Janbu - adaptado (BUDHU, 2011)	12
Figura 5.4-2 - Fator de correção para método de Janbu (adaptado BUDHU, 2011)	12
Figura 5.5-1 - Método de Morgenstern e Price (CRAIG, 2004)	14
Figura 6-1 - Terminologia (GERSCOVICH)	15
Figura 6.1-1 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal (GEO-RIO, 2000)	16
Figura 6.1-2 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal (GEO-RIO, 2000)	17
Figura 6.2-1 - Método de Coulomb: determinação gráfica do empuxo ativo (GEO-RIO, 2000)	19
Figura 6.2-2 - Determinação do ponto de aplicação do empuxo (GEO-RIO, 2000)	20
Figura 6.2-3 - Método de Coulomb: equação para cálculo do empuxo ativo (GEO-RIO, 2000)	20
Figura 6.2-4 - Método de Coulomb: ábacos para estimativa do coeficiente K_a (GEO-RIO, 2000).....	21
Figura 6.3-1 - Condições de estabilidade em muros de peso (GEO-RIO, 2000)	22
Figura 6.4.1-1 - Muros de alvenaria de pedra e concreto ciclópico, respectivamente (GEO-RIO, 2000)....	24
Figura 6.4.3-1 - Muros de gabiões (GEO-RIO, 2000).....	25
Figura 6.5.1-1 - (a) Visão isométrica de um muro em L (b) Contraforte (GUNARATNE, 2006).....	26
Figura 6.5.1-2 - Diagrama de esforços internos (Adaptado - GUNARATNE, 2006)	26
Figura 6.5.1-3 - Bloco rígido de solo sobre pé do muro (GUNARATNE, 2006)	27
Figura 6.5.2-1 - Muro de concreto ancorado na base: seção transversal (GEO-RIO, 2000)	27
Figura 7.1-1 - Ancoragem típica permanente (GEO-RIO, 2000)	28
Figura 7.1.2-1 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em areias (Bustamante e Dois apud GEORIO, 2000).....	30
Figura 7.1.2-2 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em argilas e siltes (Bustamante e Dois apud GEORIO, 2000).....	31
Figura 7.2.1-1 - Ensaio de arrancamento (GEO-RIO, 2000)	32
Figura 8-1 - Escavação em Nichos (GEO-RIO, 2000).....	33
Figura 8.1-1 - Estados de ruptura de uma cortina ancorada (GEO-RIO, 2000)	34
Figura 8.1-2 - Ruptura em cunha e generalizada (GEO-RIO, 2000)	34
Figura 9-1 - Distribuição dos Projetos.....	35
Figura 9.1.1-1 - Cortina Ancorada - Estrada da Gávea Pequena, 144.....	36
Figura 9.1.1-2 – Altura das cortinas	37
Figura 9.1.1-3 – Extensão das cortinas.....	37
Figura 9.1.1-4 – Área das cortinas.....	37
Figura 9.1.1-5 – Espessura das cortinas	38
Figura 9.1.1-6 – Tirantes – Cargas de trabalho	38

<i>Figura 9.1.1-7 – Número de tirantes por faixa de área</i>	<i>38</i>
<i>Figura 9.1.1-8 – Inclinação dos tirantes</i>	<i>39</i>
<i>Figura 9.1.1-9 – Espaçamento dos tirantes por faixa de área</i>	<i>39</i>
<i>Figura 9.1.1-10 – Comprimento do bulbo de ancoragem.....</i>	<i>39</i>
<i>Figura 9.1.1-11 – Carga por metro quadrado por faixa de altura</i>	<i>40</i>
<i>Figura 9.1.2-1 - Muro Ancorado - Rua das Laranjeiras, 201 a 211</i>	<i>40</i>
<i>Figura 9.1.2-2 – Altura dos muros</i>	<i>41</i>
<i>Figura 9.1.2-3 – Extensão dos muros.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 9.1.2-4 – Área da face dos muros.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 9.1.2-5 – Espessura da crista</i>	<i>42</i>
<i>Figura 9.1.2-6 – Espessura da base</i>	<i>42</i>
<i>Figura 9.1.2-7 – Tirantes – Carga de trabalho.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 9.1.2-8 – Número de tirantes por faixa de área</i>	<i>43</i>
<i>Figura 9.1.2-9 – Inclinação dos tirantes.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 9.1.2-10 – Espaçamento dos tirantes por faixa de área</i>	<i>44</i>
<i>Figura 9.1.2-11 – Comprimento do bulbo de ancoragem.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 9.1.2-12 – Carga de protensão por metro de muro por faixa de altura</i>	<i>44</i>
<i>Figura 9.1.3-1 - Muro em concreto armado - Rua Casuarina Lote 45</i>	<i>45</i>
<i>Figura 9.1.3-2 – Altura dos muros</i>	<i>45</i>
<i>Figura 9.1.3-3 – Extensão dos muros.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 9.1.3-4 – Espessura da crista</i>	<i>46</i>
<i>Figura 9.1.3-5 - Espessura da base</i>	<i>46</i>
<i>Figura 9.1.3-6 – Área da face do muro.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 9.1.4-1 - Muro em concreto ciclópico - Rua das Laranjeiras, 201 a 211 - RJ</i>	<i>47</i>
<i>Figura 9.1.4-2 - Alturas dos muros</i>	<i>48</i>
<i>Figura 9.1.4-3 - Extensões dos muros</i>	<i>48</i>
<i>Figura 9.1.4-4 - Espessuras das cristas</i>	<i>48</i>
<i>Figura 9.1.4-5 - Espessuras das bases</i>	<i>48</i>
<i>Figura 9.1.4-6 - Áreas das faces</i>	<i>49</i>
<i>Figura 9.1.5-1 - Muro em concreto armado com chumbadores - Estrada do Joá, Lote 2.</i>	<i>49</i>
<i>Figura 9.1.5-2 - Extensões dos muros.....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 9.1.5-3 - Alturas dos muros</i>	<i>50</i>
<i>Figura 9.1.5-4 - Espessuras das cristas</i>	<i>50</i>
<i>Figura 9.1.5-5 - Espessuras das bases</i>	<i>51</i>
<i>Figura 9.1.5-6 – Áreas dos muros.....</i>	<i>51</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	=	Coesão do solo
E	=	Empuxo de terra
F_s	=	Fator de segurança
H	=	Profundidade da camada de solo
N_a	=	Componente normal de W com relação ao plano AC
N_r	=	Força total na base da fatia de solo
P_n e P_{n+1}	=	Forças na lateral da fatia de solo
R	=	Reação à força peso
T_a	=	Componente tangencial de W com relação ao plano AC
T_n e T_{n+1}	=	Forças cisalhantes nas laterais da fatia de solo
T_r	=	Tensão cisalhante na base da fatia de solo
W	=	Peso da cunha de solo
β	=	Inclinação do talude com a horizontal
γ	=	Peso específico do solo
γ_{sat}	=	Peso específico saturado do solo
γ_w	=	Peso específico da água
θ	=	Ângulo da superfície crítica com a horizontal
σ	=	Tensão normal
τ	=	Tensão de cisalhamento
ϕ'	=	Ângulo de atrito do solo

1. INTRODUÇÃO

O principal objetivo da análise de estabilidade é verificar a condição de segurança de um talude existente e a eventual necessidade de medidas preventivas ou corretivas, tais como obras de contenção. No caso de taludes em projeto, as análises de estabilidade permitem definir a geometria mais adequada ou econômica para garantir um nível mínimo de segurança, sob as diferentes condições de solicitação naturais (ex: chuva, vegetação) ou decorrentes da ação do homem (ex: sobrecarga, escavação, drenagem). Pode-se, também, retroanalisar escorregamentos já ocorridos, de modo a se obter informações sobre os mecanismos de ruptura e aferição dos parâmetros geotécnicos relevantes ao estudo.

Sendo assim, este trabalho tem como fim a análise de uma série de soluções propostas ou avaliadas pelo Eng. Aldo da Cunha Rosa, tanto em caráter de projeto quanto de retroanálise. Os possíveis casos e soluções serão abordados com detalhes neste estudo.

2. MOVIMENTAÇÃO DE MASSA

2.1. TIPOS DE MOVIMENTO

Uma superfície de solo ou rocha que faz um ângulo com a horizontal é chamado de talude. Este talude pode ser natural ou produzido pela ação do homem. Cruden e Varnes (1996) classificaram os tipos de falha em taludes em cinco grandes categorias. Elas são:

- **Queda:** destacamento de solo ou fragmentos de rocha que caem do corpo do talude decorrente da ação da gravidade. Ocorre com elevadas velocidades.
- **Tombamento:** rotação ou basculamento de placas de material rochoso causada pela ação da gravidade ou poropressão em fissuras.
- **Escorregamentos:** movimentos com superfícies de ruptura bem definidas. Podem ocorrer com forma planar, circular ou cunha.
- **Fluência:** é uma forma de deslizamento que ocorre por translação. Ocorre através do “movimento súbito de uma fração de areia ou silte recoberta por argila retentora de água ou sobrecarregada por aterro” (DAS, 2011)
- **Corridas:** movimento semelhante ao de um líquido viscoso, com espalhamento na base; usuais em taludes suaves; material com comportamento de fluido pouco viscoso e sob condições não drenadas. (GEO-RIO, 2000)

3. ESCOLHA DA SOLUÇÃO

Para se lidar com problemas de estabilidade de encostas existem diversas alternativas para serem consideradas, porém a escolha desta alternativa estará sempre atrelada ao custo. Independentemente da solução adotada, a drenagem e a proteção superficial são soluções sempre presentes, as demais podem variar de caso a caso. O Manual Técnico de Encostas da GEO-RIO apresenta um fluxograma (Figura 3-1) que ilustra esta decisão.

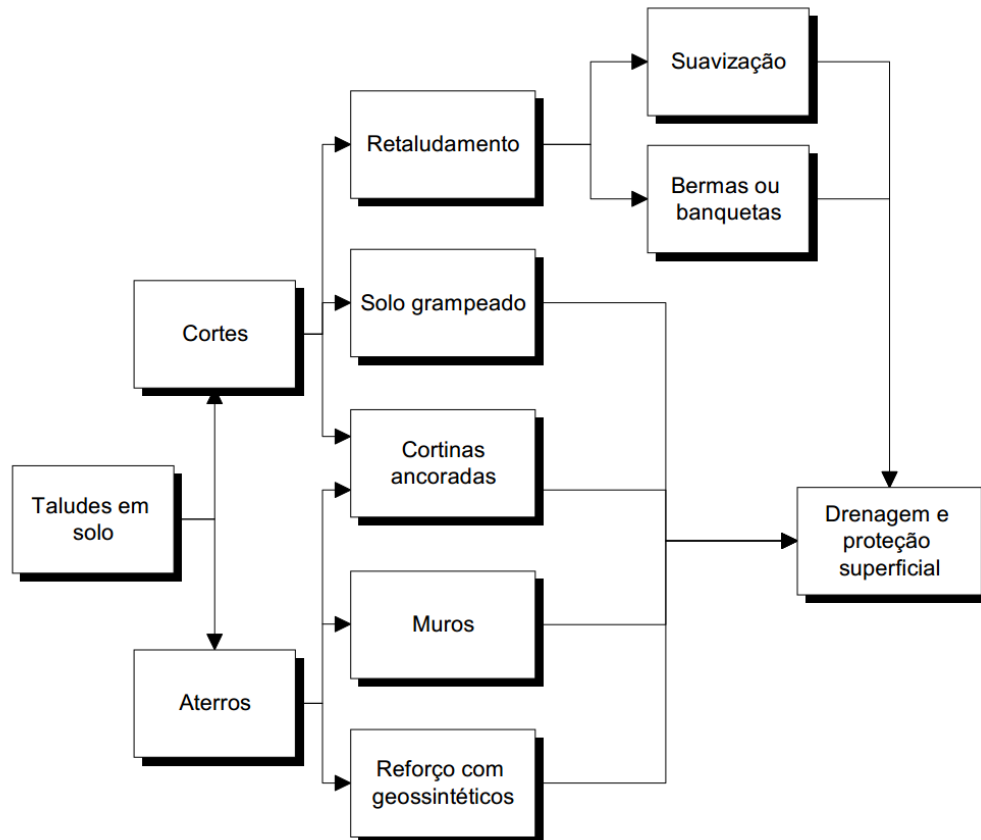


Figura 3-1 - Escolha da solução para taludes em solo (GEO-RIO, 2000)

Segundo (GEO-RIO, 2000), os seguintes aspectos também são relevantes para a escolha da solução em taludes de solos:

- **Acesso e meios de transporte:** se o acesso é difícil, como frequentemente ocorre no Rio de Janeiro, pode-se utilizar meios não convencionais: através de teleféricos, pelos próprios trabalhadores, com o uso de mulas ou helicóptero. Portanto, equipamentos e materiais de maior porte são inadequados.
- **Altura do talude:** os muros em geral são economicamente eficientes para pequenas alturas, até 3 m. Acima deste valor, as soluções de reforço de solo tendem a ser mais econômicas.
- **Drenagem:** solução presente em todos os taludes
- **Retaludamento:** depende da disponibilidade de área livre para a implantação de novo corte e banquetas.
- **Cortinas ancoradas:** solução tradicional muito empregada pela flexibilidade de poder ser aplicada em cortes (método construtivo descendente) e aterros (método construtivo ascendente). O sistema de contenção com ancoragens pré-tensionadas é suficientemente rígido para limitar os deslocamentos do terreno. Por isso é aconselhado também em casos em que se deseja reduzir efeitos de deslocamentos em construções e fundações muito próximas.
- **Solo grampeado:** em cortes ou escavações é em geral a que apresenta o menor custo, pois os equipamentos trabalham nas banquetas do corte, sem andaimes. É facilmente aplicada a taludes inclinados, sem a necessidade cortes adicionais para a verticalização da parede.

- **Muros ou taludes de solo reforçado:** em geral a solução mais barata para aterros com alturas maiores que 3 m e com extensões maiores que 20 m. Pode-se adotar a solução de solo compactado e envelopado com geossintético. A face pode ser executada com elementos de concreto armado, junto ao aterro compactado, ou uma alvenaria a posteriori. O primeiro tipo pode ser aplicado mesmo em solos de fundação de baixa capacidade de carga, pois o muro resultante é muito flexível, com maior capacidade de adaptação a recalques diferenciais. Já os muros em que a face de concreto é executada à medida que o muro é construído, exigem fundação competente.

4. ESTABILIDADE DE TALUDES EM SOLO

A análise da estabilidade de um talude permite a intervenção, seja preventiva ou corretiva, em taludes naturais ou a definição da geometria mais adequada a um projeto ainda a ser executado. Tal análise visa a obtenção de estruturas que garantam um nível mínimo de segurança a um custo economicamente viável.

4.1. VARIÁVEIS DE ENTRADA

Fatores como topografia, geologia, tensões cisalhantes, condições de poropressão e carregamentos externos são normalmente variáveis requeridas para uma eficiente análise de estabilidade de talude. (GEO, 1984)

4.1.1. TOPOGRAFIA

Uma planta do local é necessária para identificar as posições das investigações de campo e localizações dos cortes de seções transversais. Os cortes em seção transversal devem ser desenhados a fim de que se possa ter uma acurácia de cerca de 0,1m. A escala 1:100 é normalmente adotada. Escalas maiores, como 1:50 e 1:20, podem ser requeridas para se obter detalhes mais precisos para estabilidade de taludes que possuam menos de 10m de altura. (GEO, 1984).

4.1.2. GEOLOGIA

Deve dar condições para definição da geologia nos perfis das seções críticas. Deve ser observado o perfil de intemperismo, presença de colúvios e aterros, contatos de materiais diferentes, afloramentos e planos de fraqueza.

4.1.3. TENSÕES CISALHANTES

A fim de se obter as características comportamentais do solo, é recomendável que sejam executadas investigações geotécnicas a fim de se obter os parâmetros relativos ao solo ou rocha em estudo. As tensões de cisalhamento admissíveis dos materiais dos taludes são normalmente expressas em função dos parâmetros efetivos de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ'). Os valores destes parâmetros devem ser estimados em sua condição saturada, uma vez que usualmente esta é a condição mais desfavorável. Parâmetros extraídos de maneira adequada permitem ao engenheiro responsável pela análise da estabilidade do talude estimar de forma mais precisa as condições reais presentes em campo.

4.1.4. NÍVEL D'ÁGUA

Os taludes devem ser projetados para resistir a uma chuva com tempo de retorno igual a 10 (dez) anos. Além disso, taludes que apresentem grande risco à vida devem ser

analisados quanto a sua sensibilidade a variação do nível d'água em relação a situações mais adversas do que a prevista para uma chuva de tempo de retorno de 10 anos, levando o projetista a considerar a pior situação possível. (GEO, 1984).

4.1.5. CARGAS EXTERNAS

A estabilidade de um talude pode ser influenciada de acordo com o tipo de carregamentos externos em que este esteja sujeito. Os tipos de carregamentos mais comuns são: carregamento de tráfego de veículos, fundações de edifícios ou estruturas de obra de arte, como pontes e viadutos ou aterros.

4.2. FATOR DE SEGURANÇA

Uma definição amplamente aceita como fator de segurança contra a falha de um talude é a razão entre a média da resistência ao cisalhamento ao longo de uma superfície crítica e a resistência média para mantê-lo em equilíbrio. Valores apropriados de fatores de segurança dependem da proporção dos danos causados a vida ou materiais oriundos de eventuais falhas.

A Tabela 4.4.2-1 mostra valores recomendados pelo NBR 11.682:2009 para fatores de segurança com base na perda de vidas ou econômicas. Os valores sugeridos levam em consideração condições de estabilidade interna e externa do maciço, sendo independentes de outros fatores de segurança recomendados por normas de dimensionamento dos elementos estruturais de obras de contenção, como, por exemplo, do concreto armado e de tirantes injetados no terreno.

Tabela 4.4.2-1 - Fatores de segurança recomendados para novos taludes para uma chuva com tempo de retorno de 10 anos

		Fatores de segurança recomendados contra risco de vida.		
		Baixo	Médio	Alto
Fatores de segurança recomendados contra risco econômico	Baixo	1,2	1,3	1,5
	Médio	1,3	1,4	1,5
	Alto	1,4	1,5	1,4

5. MÉTODOS DE ANÁLISE

5.1. MÉTODO DE CULMANN

A medida em que H_{cr} se aproxima do valor da altura do talude, a ideia de que este é finito pode ser considerada. O processo de análise de um talude infinito em solo homogêneo é baseado em algumas hipóteses, entre elas sobre a forma geral da potencial superfície de ruptura. Segundo (DAS, 2011), embora evidências consideráveis sugiram que as rupturas de taludes ocorram normalmente em superfícies curvas, Culmann (1875) aproximou a superfície potencial de ruptura como um plano. O fator de segurança F_s

calculado através da aproximação de Culmann fornece resultados razoavelmente bons apenas para taludes quase verticais. Porém, em muitas circunstâncias (por exemplo, barragens zoneadas e fundações sobre estratos fracos), a análise de estabilidade usando a ruptura de deslizamento plana é mais apropriada e apresenta excelentes resultados.

O método de Culmann considera que a ruptura do talude se dá quando a tensão média de cisalhamento que tende a causar o deslizamento é superior à resistência ao cisalhamento do solo. A Figura 5.1-1 mostra um talude segundo o método de Culmann. Na figura:

W = Peso da cunha

β = Ângulo do talude com a horizontal

θ = Ângulo da superfície crítica de ruptura com a horizontal

N_a = componente normal de W com relação ao plano AC

T_a = componente tangencial de W com relação ao plano AC

R = Reação à força W

N_r = componente normal de R com relação ao plano AC

T_r = componente tangencial de R com relação ao plano AC

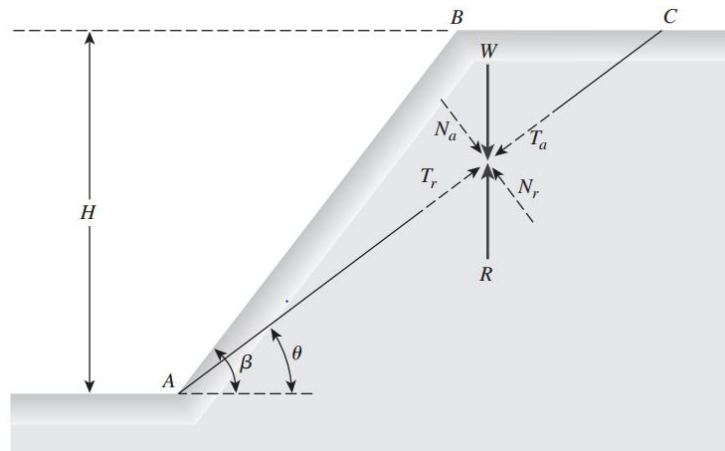


Figura 5.1-1 - Análise de talude finito: Método de Culmann (adaptado) (DAS, 2011)

Considerado unitário o comprimento perpendicular à seção do talude, o peso da cunha ABC é igual a

$$W = \frac{1}{2}(H)(\overline{BC})(1)(\gamma) = \frac{1}{2}(H)(H \cot \theta - H \cot \beta) \gamma \quad (\text{Eq. 5.1})$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \quad (\text{Eq. 5.2})$$

As componentes normal e tangencial de W com relação ao plano AC são:

$$N_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \cos\theta \quad (\text{Eq. 5.3})$$

$$T_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}\theta \quad (\text{Eq. 5.4})$$

A tensão normal efetiva média e a tensão de cisalhamento média no plano AC são, respectivamente,

$$\sigma' = \frac{N_a}{(AC)(1)} = \frac{N_a}{\left(\frac{H}{\text{sen}\theta}\right)} \quad (\text{Eq. 5.5})$$

$$\sigma' = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}\theta \cos\theta \quad (\text{Eq. 5.6})$$

e

$$\tau = \frac{T_a}{(AC)(1)} = \frac{T_a}{\left(\frac{H}{\text{sen}\theta}\right)} \quad (\text{Eq. 5.7})$$

$$\tau = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}^2\theta \quad (\text{Eq. 5.8})$$

A tensão média de resistência ao cisalhamento desenvolvida ao longo do plano AC também pode ser expressa como

$$\tau_d = c'_d + \sigma' \text{tg}\phi'_d \quad (\text{Eq. 5.9})$$

$$\tau_d = c'_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}\theta \cos\theta \text{tg}\phi'_d \quad (\text{Eq. 5.10})$$

Agora, das equações 4.12 e 4.14,

$$\frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}^2\theta = c'_d + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}\theta \cos\theta \text{tg}\phi'_d \quad (\text{Eq. 5.11})$$

ou

$$c_d = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen}\theta - \cos\theta \text{tg}\phi'_d)}{\text{sen}\beta} \right] \quad (\text{Eq. 5.12})$$

A expressão da Equação 4.16 é obtida para o plano tentativa de ruptura AC. Para tentar determinar o plano de ruptura crítico, deve-se usar o princípio de máximos e mínimos (para um dado valor de ϕ'_d) a fim de encontrar o ângulo θ no qual a coesão desenvolvida seria máxima. Assim, a primeira derivada de c_d com relação a θ é igualada a zero, ou

$$\frac{\partial c'_d}{\partial \theta} = 0 \quad (\text{Eq. 5.13})$$

Como γ, H e β são constantes na Equação X, temos

$$\frac{\partial}{\partial \theta} [\text{sen}(\beta - \theta)(\text{sen}\theta - \cos\theta \text{tg}\phi'_d)] = 0 \quad (\text{Eq. 5.14})$$

Ao resolver a equação 4.18, obtemos os valores críticos de θ , ou

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi'_d}{2} \quad (\text{Eq. 5.15})$$

A substituição dos valores de $\theta = \theta_{cr}$ na equação 4.16 resulta em

$$c'_d = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi'_d)}{\text{sen}\beta \cos\phi'_d} \right] \quad (\text{Eq. 5.16})$$

A equação anterior também pode ser escrita como

$$\frac{c'_d}{\gamma H} = m = \frac{1 - \cos(\beta - \phi'_d)}{4 \text{sen}\beta \cos\phi'_d} \quad (\text{Eq. 5.17})$$

em que m = número de estabilidade.

A altura máxima do talude no qual ocorre o equilíbrio crítico pode ser obtida substituindo $c'_d = c'$ e $\phi'_d = \phi'$ na equação 4.20. Assim,

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma} \left[\frac{\text{sen}\beta \cos\phi'}{1 - \cos(\beta - \phi')} \right] \quad (\text{Eq. 5.18})$$

5.2. MÉTODO COMUM DAS FATIAS

No método das fatias, a superfície potencial de ruptura é assumida como um arco circular de centro O e raio r . A massa de solo (ABCA) acima da superfície potencial de ruptura (AC) é dividida por planos verticais em uma série de fatias de comprimento b , como mostrado na Figura 5.2-1.

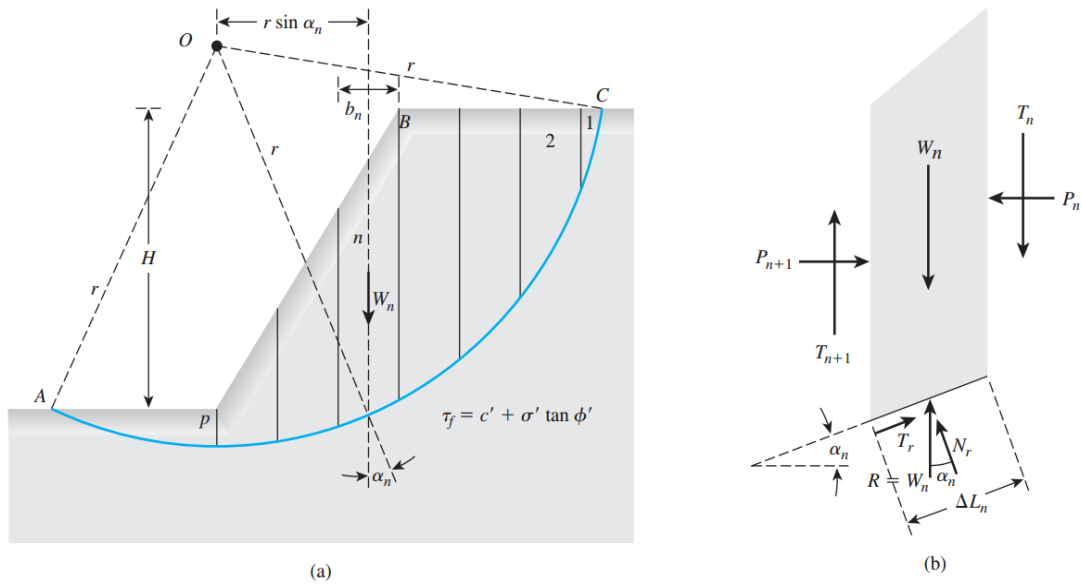


Figura 5.2-1 - O método das fatias (DAS, 2011)

A base de cada uma das fatias é tomada como uma linha reta. Para cada fatia, a inclinação da base com a horizontal é α e a altura, medida no centro da linha, é h . A análise é baseada no uso de um fator de segurança definido como a razão entre a tensão de cisalhamento resistente e a tensão de cisalhamento atuante. O fator de segurança é tomado como único para todas as fatias, indicando equilíbrio mútuo entre elas. As forças (por unidade de dimensão normal à seção) atuantes em uma fatia são:

$W_n = \gamma b h$ = Peso total da fatia

N_r = Força total na base da fatia.

T_r = Força cisalhante na base

P_n e P_{n+1} = Forças laterais

T_n e T_{n+1} = Forças cisalhantes nas laterais.

Qualquer força externa também deve ser computada para fim de análise. Considerando o equilíbrio,

$$N_r = W_n \cos \alpha_n \quad (\text{Eq. 5.19})$$

A força de cisalhamento de resistência pode ser expressa por

$$T_r = \tau_d(\Delta L_n) = \frac{\tau_f(\Delta L_n)}{F_s} = \frac{1}{F_s} [c' + \sigma' \tan \phi'] \Delta L_n \quad (\text{Eq. 5.20})$$

A tensão normal σ' na equação 4.24 é igual a

$$\frac{N_r}{\Delta L_n} = \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \quad (\text{Eq. 5.21})$$

Considerando momentos sobre o ponto O , a soma dos momentos devidos às forças cisalhantes T sobre a superfície de ruptura AC deve ser igual ao momento devido ao peso da massa de solo $ABCA$, assim:

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{1}{F_s} \left(c' + \frac{W_n \cos \alpha_n}{\Delta L_n} \tan \phi' \right) (\Delta L_n) (r) \quad (\text{Eq. 5.22})$$

ou

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (\text{Eq. 5.23})$$

O valor de α_n pode ser positivo ou negativo. O valor de α_n é positivo quando a inclinação do arco estiver no mesmo quadrante que a inclinação do talude. Para encontrar o fator de segurança mínimo – ou seja, o fator de segurança para o círculo crítico – devem-se fazer várias tentativas mudando o centro do círculo de ensaio.

O método das fatias pode ser estendido para taludes com solo estratificado, conforme mostrado na Figura 5.2-2. O procedimento geral de análise de estabilidade é o mesmo, porém alguns pontos secundários devem ser considerados. Quando a equação 4.27 é utilizada para o cálculo do fator de segurança, os valores de ϕ' e c' não serão os mesmos para todas as fatias, devendo ser utilizados os valores respectivos de cada uma delas. (Das, 2013 – adaptado)

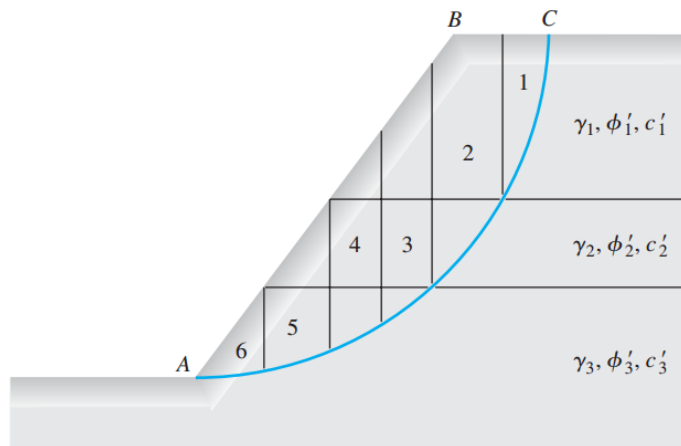


Figura 5.2-2 - Análise da estabilidade através do método comum das fatias para taludes em solos estratificados (DAS, 2011)

5.3. MÉTODO DAS FATIAS SIMPLIFICADO DE BISHOP

Em 1955, Bishop propôs uma solução mais refinada para o método comum das fatias. Nesse método o efeito das forças nas faces de cada fatia é levado em conta só até certo ponto (DAS, 2011). Podemos estudar esse método fazendo referência à análise do talude apresentado na Figura 5.2-1. Sejam $P_n - P_{n+1} = \Delta P$ e $T_n - T_{n+1} = \Delta T$. Podemos escrever:

$$T_r = N_r(tg\phi'_d) + c'_d\Delta L_n = N_r\left(\frac{tg\phi'}{F_s}\right) + \frac{c'\Delta L_n}{F_s} \quad (\text{Eq. 5.24})$$

A Figura 5.2-1b mostra o polígono de forças para o equilíbrio da n -ésima fatia. Somando as forças na direção vertical, obtemos

$$W_n + \Delta T = N_r \cos\alpha_n + \left[\frac{N_r tg\phi'}{F_s} + \frac{c'\Delta L_n}{F_s} \right] \text{sen}\alpha_n \quad (\text{Eq. 5.25})$$

ou

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c'\Delta L_n}{F_s} \text{sen}\alpha_n}{\cos\alpha_n + \frac{tg\phi' \text{sen}\alpha_n}{F_s}} \quad (\text{Eq. 5.26})$$

Para o equilíbrio da cunha ABC (Figura 5.2-1), calculando os momentos em relação a O , temos

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen}\alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r \quad (\text{Eq. 5.27})$$

onde

$$T_r = \frac{1}{F_s} (c' + \sigma' tg\phi') \Delta L_n \quad (\text{Eq. 5.28})$$

$$T_r = \frac{1}{F_s} (c'\Delta L_n + N_r tg\phi') \quad (\text{Eq. 5.29})$$

A substituição das Equações 4.30 e 4.33 na Equação 4.31 fornece

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c'b_n + tg\phi' + \Delta T tg\phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen}\alpha_n} \quad (\text{Eq. 5.30})$$

onde

$$m_{\alpha(n)} = \cos\alpha_n + \frac{tg\phi' \text{sen}\alpha_n}{F_s} \quad (\text{Eq. 5.31})$$

A Figura 5.3-1 mostra a variação de $m_{\alpha(n)}$ com α_n e $tg\phi'/F_s$.

Para simplificar, adota-se $\Delta T = 0$. A Equação 4.35 se torna

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} c' b_n + t g \phi'}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \text{sen} \alpha_n} \frac{1}{m_{\alpha(n)}} \quad (\text{Eq. 5.32})$$

Como o fator F_s está dos dois lados da Equação, deve-se adotar um procedimento iterativo para encontrar o valor de F_s . Como no método comum das fatias, várias superfícies de ruptura devem ser investigadas para que se possa encontrar a superfície crítica que fornece o fator de segurança mínimo (DAS, 2011).

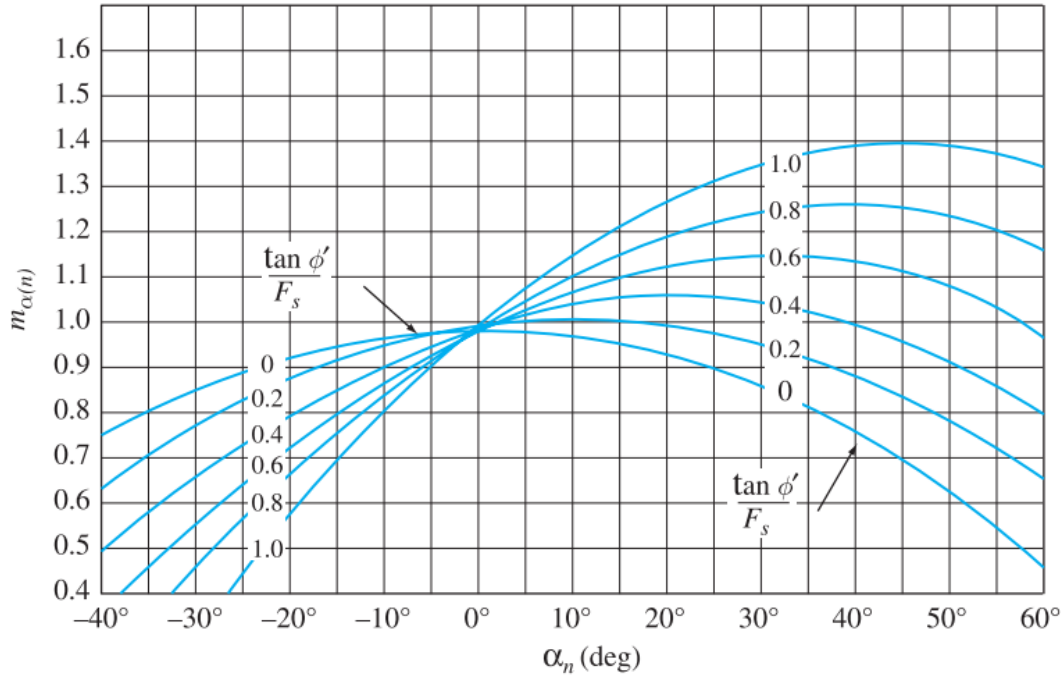


Figura 5.3-1 - Variação de $m_{\alpha(n)}$ com α_n e $t g \phi' / F_s$. (DAS, 2011)

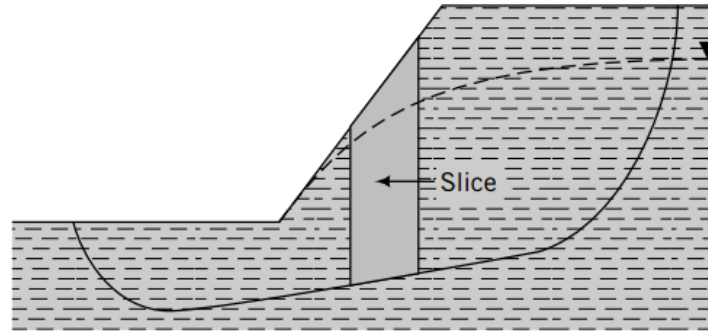
5.4. MÉTODO DE JANBU

Janbu (1973) assumiu uma superfície de deslizamento não circular como mostra a Figura 5.4-1(a). As forças atuantes em cada fatia são mostradas na Figura 5.4-1(b). Janbu considerou o equilíbrio das forças horizontais e assumiu que $E_j - E_{j+1} = 0$. O fator de segurança, definido em respeito ao equilíbrio dos esforços horizontais é

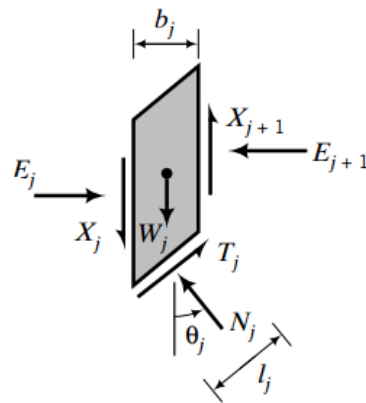
$$F_s = \frac{\sum \text{Forças Resistentes}}{\sum \text{Forças Atuantes}} = \frac{\sum (T_f)_j \cos \theta_j}{\sum [W_j + (X_j - X_{j+1})] \tan \theta_j} \quad (\text{Eq. 5.33})$$

Note que $(T_f)_j = T_j(F_s) = N_j \tan(\phi')_j F_s$ e considerando $N'_j = [W_j(1 - r_u) + (X_j - X_{j+1})] m_j$ obtemos:

$$F_s = \frac{\sum [W_j(1 - r_u) + (X_j - X_{j+1})] m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\sum [W_j + (X_j - X_{j+1})] \tan \theta_j} \quad (\text{Eq. 5.34})$$



(a) Noncircular slip surface



(b) Forces on a slice

Figura 5.4-1 - (a) Superfície de falha e (b) forças em uma fatia de solo propostas por Janbu - adaptado (BUDHU, 2011)

Janbu então substituiu as forças de cisalhamento entre as fatias por um fator de correção f_0 , como mostra a Figura 5.4-2, em que

ESA = Análise de tensões efetivas (condições drenadas)

TSA = Análise de tensões totais (condições não drenadas)

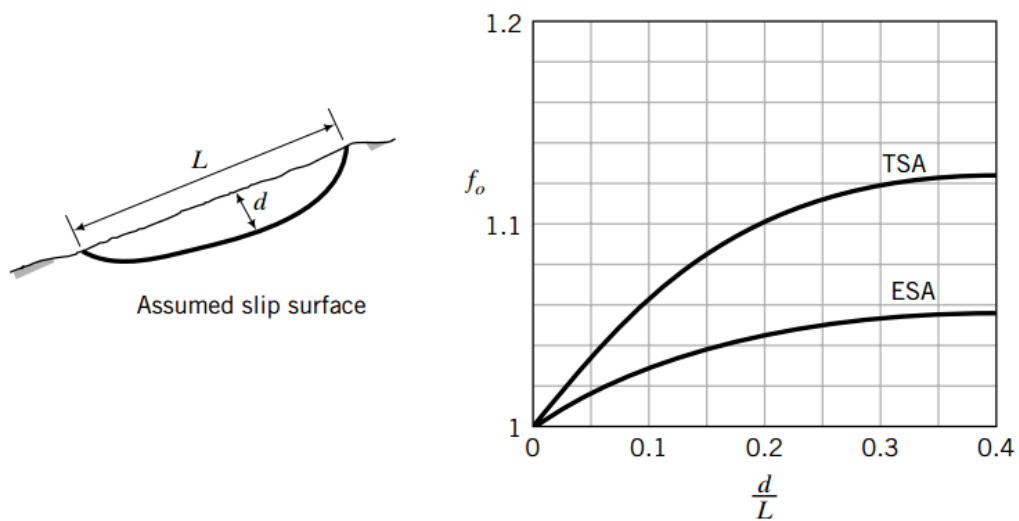


Figura 5.4-2 - Fator de correção para método de Janbu (adaptado BUDHU, 2011)

A força simplificada do fator de segurança para condições drenadas é

$$F_s = f_0 \frac{\sum W_j (1 - r_u) m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\sum W_j \tan \theta_j} \quad (\text{Eq. 5.34})$$

Se o nível d'água está abaixo da superfície de ruptura, $r_u = 0$ e

$$F_s = f_0 \frac{\sum W_j m_j \tan \phi'_j \cos \theta_j}{\sum W_j \tan \theta_j} \quad (\text{Eq. 5.35})$$

Para condições não drenadas,

$$F_s = \frac{\sum (s_u)_j b_j}{\sum [W_j + (X_j - X_{j+1})] \tan \theta_j} \quad (\text{Eq. 5.36})$$

Substituindo os efeitos de $(X_j - X_{j+1})$ pelo fator de correção f_0 , temos

$$F_s = f_0 \frac{\sum (s_u)_j b_j}{\sum W_j \tan \theta_j} \quad (\text{Eq. 5.37})$$

5.5. MÉTODO DE MORGENSTERN E PRICE

Morgenstern e Price desenvolveram um modelo geral de análise no qual todas as condições de contorno e equilíbrio são satisfeitas e que permitem que a superfície de ruptura assuma qualquer formato, seja circular, não-circular ou composta. A superfície do solo é representada por uma função $y = z(x)$ e a superfície potencial de ruptura por $y = y(x)$ como mostra a Figura 5.5-1. As forças atuantes no elemento infinitesimal de solo de comprimento dx também são mostradas na Figura 5.5-1.

Estas forças são:

E' = Força efetiva horizontal na lateral da fatia;

X = Força cisalhante na lateral da fatia;

P_w = Força devido à água na lateral da fatia;

dN' = Força normal efetiva na base da fatia;

dS = Força cisalhante na base;

dP_b = Força devido à água na base da fatia;

dW = Peso total da fatia;

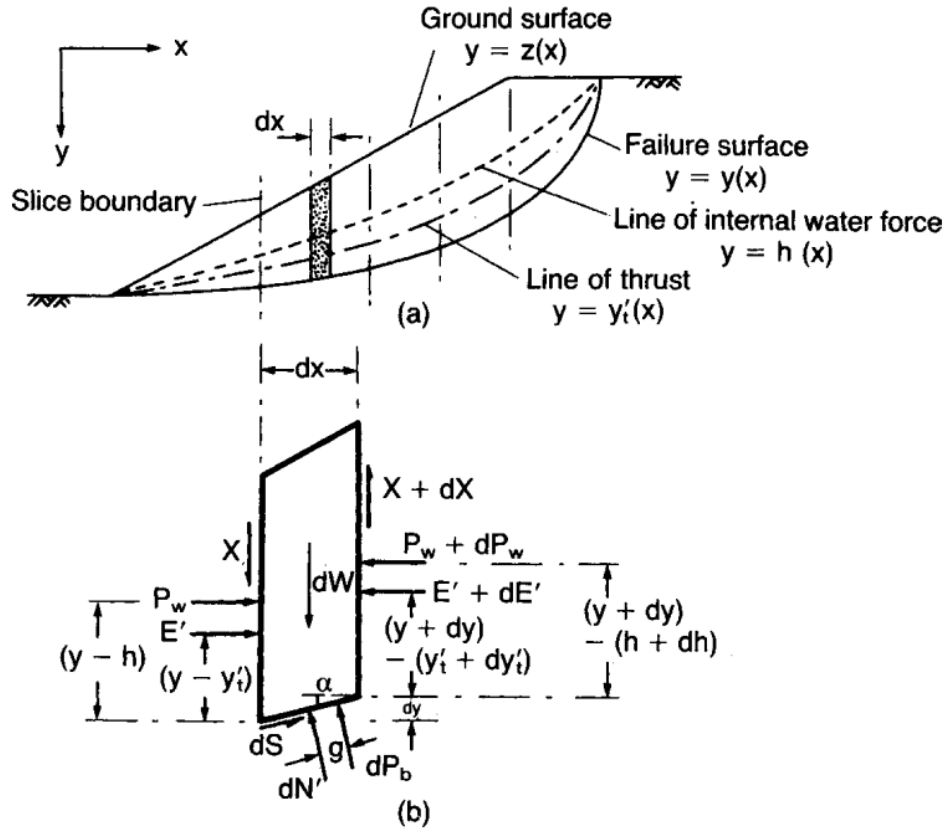


Figura 5.5-1 - Método de Morgenstern e Price (CRAIG, 2004)

A linha de pressões das forças normais efetivas (E') é representada como uma função $y = y'_t(x)$ e das poropressões (P_w) por $y = h(x)$. Duas equações diferenciais governantes são obtidas pelo cômputo dos momentos no ponto médio da base e somatório de forças igual a zero. As equações são simplificadas trabalhando-se em termos de força normal total, onde

$$E = E' + P_w \quad (\text{Eq. 5.38})$$

A posição da força E na lateral de cada fatia é obtida pela expressão

$$Ey_t = E'y'_t + P_w h \quad (\text{Eq. 5.39})$$

O problema é estaticamente determinado assumindo uma relação entre as forças E e X na forma

$$X = \lambda f(x)E \quad (\text{Eq. 5.40})$$

em que $f(x)$ é uma função escolhida para representar o padrão de variação da razão X/E sobre a massa de solo e λ é um fator de escala.

Para a obtenção da solução, a massa acima da superfície potencial de ruptura é dividida em uma série de fatias de espessura finita de modo que a superfície de ruptura de cada fatia possa ser considerada linear. As condições de contorno em cada superfície de

ruptura são dadas em função de forças E e momentos M que são dados pela integral de uma expressão contendo ambos E e X : normalmente ambos E e M são zero em cada extremidade da superfície de ruptura.

O método de solução envolve escolher valores de λ e F_s , forçando a força horizontal E tender a zero no começo da superfície de ruptura e integrando cada fatia a fim de se obter valores de E , X e y_t . Segundo (CRAIG, 2004), os valores resultantes de E e M no final da superfície de ruptura em geral será diferente de zero. Uma técnica sistemática de iterações baseada no método de Newton-Raphson e descrita por Morgenstern e Price é usada para variar os valores de λ e F até que os resultados de E e M no final da superfície de ruptura seja zero. O fator de segurança não é significativamente afetado pela escolha da função $f(x)$ e como consequência $f(x) = 1$ é normalmente assumido.

6. MUROS

A professora na Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Denise Gerscovich, define como muros, estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda, de elementos especiais.

Os muros de arrimo podem ser de vários tipos: gravidade (construídos de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes.

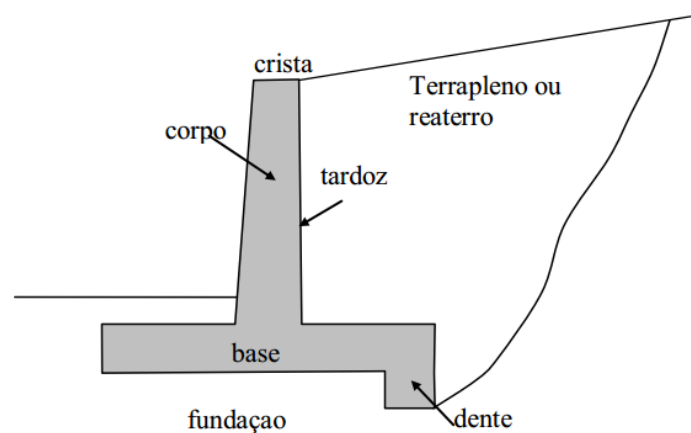
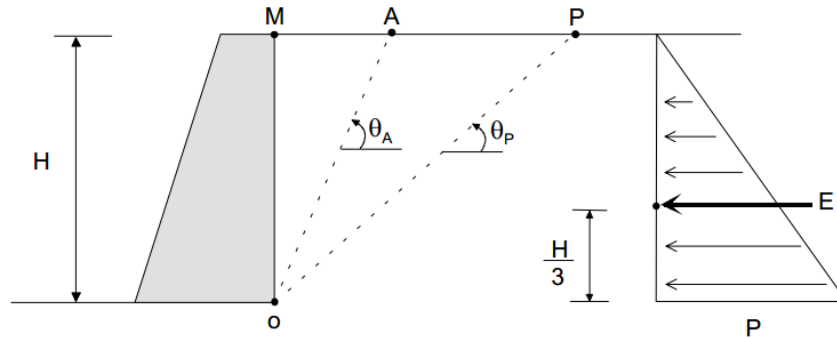


Figura 6-1 - Terminologia (GERSCOVICH)

6.1. MÉTODO DE RANKINE

A teoria clássica de Rankine para o cálculo de empuxos de solo é válida para muros de contenção de grande altura, com tardoz vertical liso, suportando retroaterro com superfície horizontal. Com estas condições, as tensões principais (σ_1 e σ_3) existentes em um elemento de solo próximo ao tardoz do muro estão sempre atuando nas direções vertical e horizontal. A Figura 6.1-1 apresenta de forma resumida o método de Rankine para o cálculo do empuxo E nos estados ativo e passivo de tensões, para o caso de retroaterro com superfície horizontal. Como a distribuição de tensões laterais no muro é admitida como sendo triangular, o ponto de aplicação do empuxo E situa-se a $1/3$ da altura do muro. Resultados experimentais em modelos reduzidos (TERZAGHI e PECK, 1976)

indicam, no entanto, que em muros com rotação no topo ou com retroaterros de areia compacta, o ponto de aplicação de E pode situar-se mais acima, da ordem de 40 a 50% da altura do muro. Com isto, a tendência ao tombamento do muro é, na realidade, maior do que a prevista na teoria de Rankine, sendo o erro contrário a segurança do muro. (GEO-RIO, 2000).



ATIVO	PASSIVO
$\theta_A = 45 + \left(\frac{\phi'}{2}\right)$	$\theta_P = 45 - \left(\frac{\phi'}{2}\right)$
$K_A = \frac{(\tan \theta_A)}{(\tan \theta_P)}$	$K_P = \frac{(\tan \theta_P)}{(\tan \theta_A)}$
$P_A = K_A \gamma H - 2 c' \sqrt{K_A}$	$P_P = K_P \gamma H + 2 c' \sqrt{K_P}$
$E_A = \frac{(P_A \times H)}{2}$	$E_P = \frac{(P_P \times H)}{2}$
$\gamma, c', \phi' = \text{parâmetros efetivos do retroaterro}$	

Figura 6.1-1 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal (GEO-RIO, 2000)

É importante ressaltar que a teoria de Rankine despreza a ocorrência de resistência ao cisalhamento (atrito e adesão) no contato solo/muro. Esta simplificação pode levar a valores significativamente maiores de empuxo ativo. Neste caso, porém, o erro da teoria é favorável a segurança do muro, apesar de antieconômico. As superfícies de ruptura (linhas OA ou OP na Figura 6.1-1), desenvolvidas no solo ao serem atingidos os estados limites de equilíbrio ativo ou passivo, apresentam inclinação θ_A ou θ_P , respectivamente, em relação à direção horizontal. Os valores de E_A e E_P correspondem aos empuxos efetivos do solo sobre o muro, ou seja, não incluem a ação da água eventualmente presente no retroaterro. A teoria de Rankine pode ser estendida para o caso de retroaterro com superfície inclinada de um ângulo β com a horizontal (Figura 6.1-2). Neste caso, a pressão efetiva do solo sobre o muro pode ainda ser admitida com distribuição triangular, porém atuando com direção β , paralela à superfície do retroaterro. A Figura 6.1-2 resume os procedimentos do método de Rankine para cálculo do empuxo ativo do solo sobre o muro.

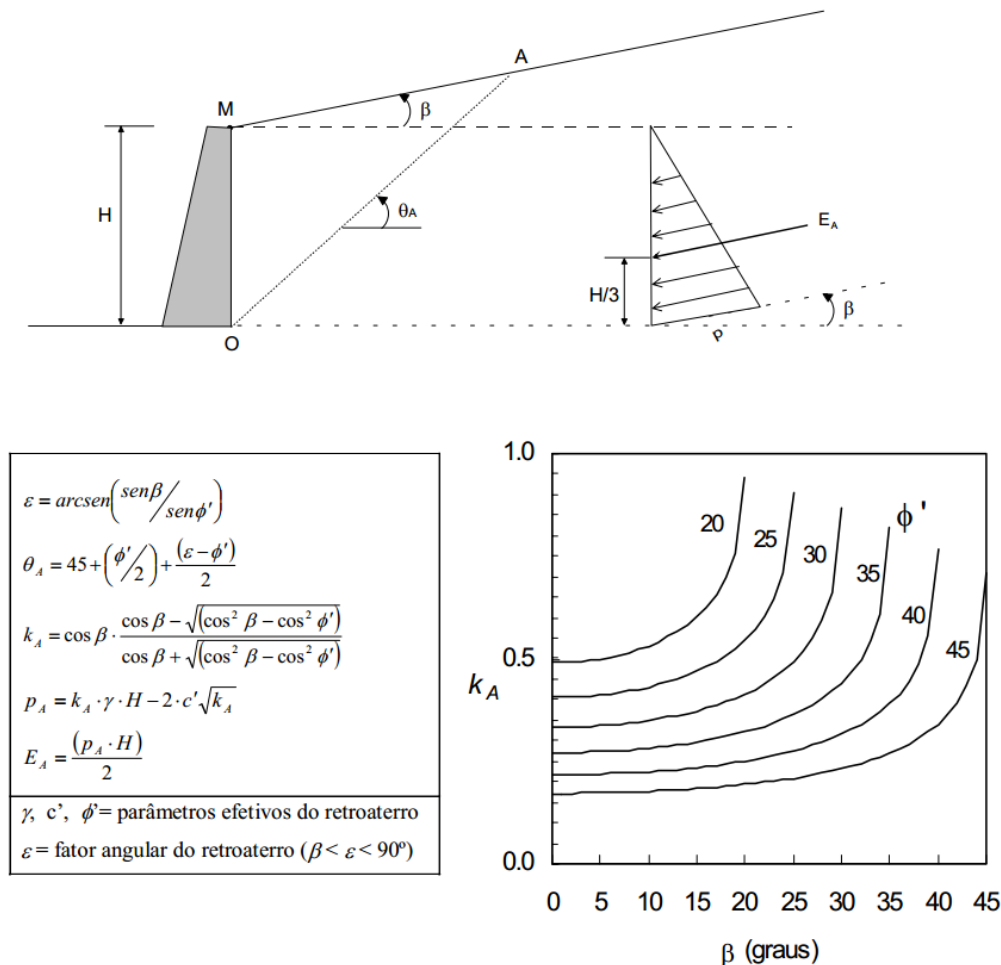


Figura 6.1-2 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal (GEO-RIO, 2000)

6.2. MÉTODO DE COULOMB

Na teoria de Coulomb, considera-se o equilíbrio limite de uma cunha de solo com seção triangular, delimitada pelo tardo do muro e pelas superfícies do retroaterro e de ruptura. A solução do problema não é rigorosamente correta, pois considera unicamente duas equações de equilíbrio de forças, desprezando o equilíbrio de momentos. Para o caso ativo, a incorreção da teoria de Coulomb é em geral desprezível (GEO-RIO, 2000). Em relação à teoria de Rankine, o método de Coulomb tem aplicação mais ampla, pois vale para condições irregulares de geometria de muro e superfície de retroaterro, sem desprezar a resistência mobilizada entre o muro e o solo. Segundo (GEO-RIO, 2000), em um caso geral, a solução gráfica, considerando superfície de ruptura planar, é a mais adequada, apesar de trabalhosa. Um exemplo deste procedimento gráfico para solução do empuxo pelo método de Coulomb está apresentado na Figura 6.2-1 para o caso ativo. Deve-se notar que o procedimento gráfico possibilita a incorporação de sobrecargas concentradas ou distribuídas no topo do retroaterro ou ainda a existência de nível freático no interior do retroaterro.

Os principais passos para a solução gráfica de Coulomb segundo (GEO-RIO, 2000) estão resumidos a seguir.

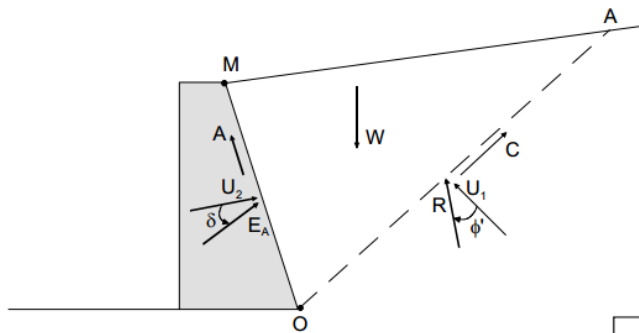
- (i) Arbitra-se uma superfície de ruptura (superfície OA₁ na Figura 6.2-1), com inclinação próxima à indicada pelo método de Rankine;
- (ii) Plota-se o polígono de forças, considerando todas as magnitudes e direções das forças que atuam na cunha OA₁M de solo instável (Figura 6.2-1);
- (iii) Determina-se o valor do empuxo E₁ correspondente à superfície OA₁ arbitrada;
- (iv) Arbitra-se uma nova superfície de ruptura (OA₂), plota-se o novo polígono de forças e determina-se o empuxo E₂ correspondente;
- (v) Repete-se o procedimento por diversas vezes, com o objetivo de se obter um gráfico da variação do empuxo E com a distância X (afastamento do ponto A da superfície de ruptura em relação ao ponto M no topo do muro);
- (vi) No caso ativo, o ponto correspondente ao valor máximo do gráfico E vs X indica a magnitude do empuxo E_A e a posição da superfície crítica de Coulomb. No caso passivo, o empuxo E_P e a superfície crítica de Coulomb correspondem ao valor mínimo do gráfico E vs X.

O método de Coulomb trata apenas do equilíbrio de forças, sem considerações sobre a distribuição das tensões laterais no tardo do muro. Com isso, o ponto de aplicação do empuxo deve ser definido por um procedimento gráfico aproximado, conforme ilustrado na Figura 6.2-1.

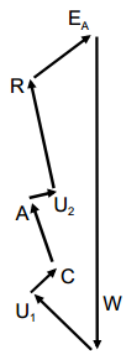
Procedimento:

- 1) determina-se a superfície crítica (OA)
- 2) determina-se o centro de gravidade (ponto G) da cunha OAM
- 3) pelo ponto G, traça-se uma reta paralela à superfície OA
- 4) determina-se o ponto P, que corresponde ao ponto de aplicação do empuxo E_A no tardo do muro

No caso de empuxo ativo provocado por retroaterro não coesivo ($c' = 0$), a solução analítica do método de Coulomb está representada na Figura 6.2-3. A solução vale para tardo com inclinação α , retroaterro com inclinação β e atrito solo/muro δ . No caso particular de valores nulos para α , β e δ , são obtidos os resultados previstos pela teoria de Rankine. Os valores do coeficiente de empuxo K_a podem ser obtidos diretamente a partir dos ábacos apresentados na Figura 6.2-1. Os ábacos estão apresentados para valores usuais de $\delta = 0$ e $\delta/\phi' = 2/3$. Uma estimativa preliminar de K_a pode ser rapidamente obtida por interpolação a partir dos casos apresentados na Figura 6.2-1.



(a) Forças atuando na cunha OAM



(b) Polígono de forças

Superfície OA : arbitrada

Peso $W = \gamma \cdot V$

Coesão $C = c' \cdot S_1$

Adesão $A = c_w \cdot S_2$

Ação da água $U_1 = u_1 \cdot S_1$

Ação da água $U_2 = u_2 \cdot S_2$

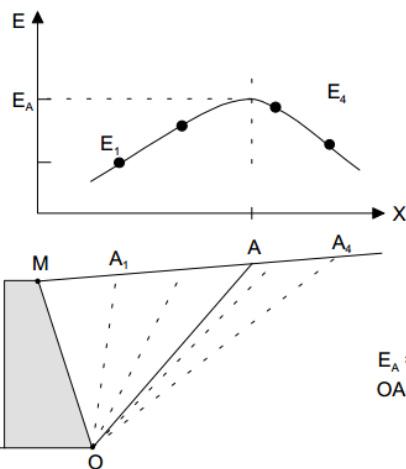
Ação da Normal R_A (direção ϕ')

Empuxo E_A (direção δ)

V = volume da cunha OAM

S_1 = área da superfície OA

S_2 = área do tadoz OM



E_A = empuxo ativo
OA = superfície crítica

(c) Gráfico E vs X para as superfícies arbitradas

Figura 6.2-1 - Método de Coulomb: determinação gráfica do empuxo ativo (GEO-RIO, 2000)

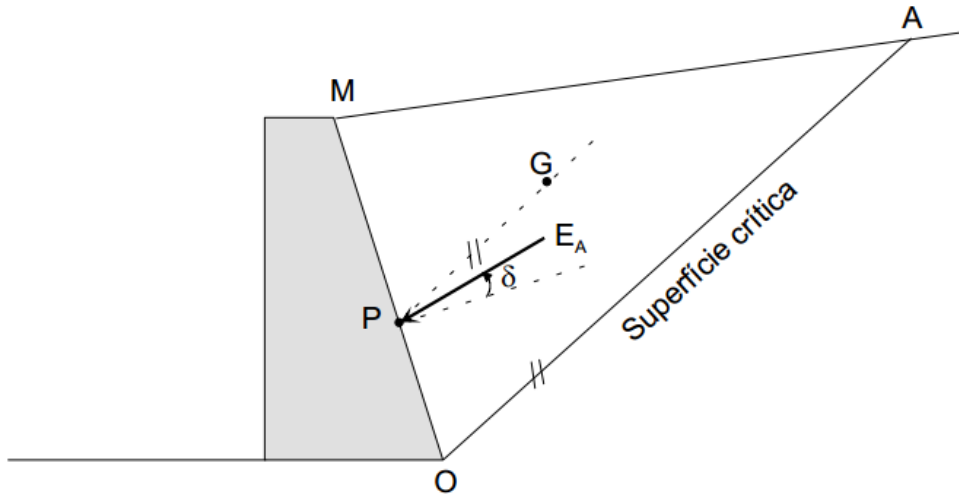
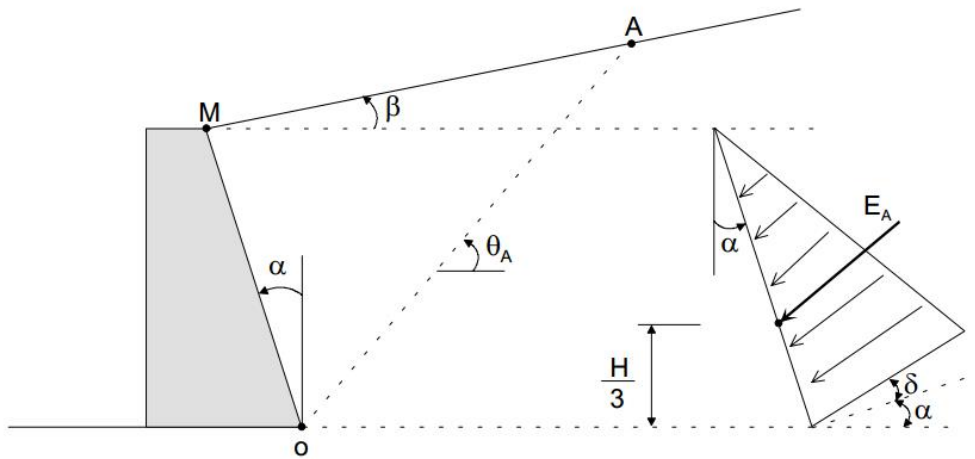


Figura 6.2-2 - Determinação do ponto de aplicação do empuxo (GEO-RIO, 2000)



$$\cot(\theta_A - \beta) = \sec(\phi' + \delta + \alpha - \beta) \times \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \times \cos(\delta + \alpha)}{\sin(\phi' - \beta) \times \cos(\beta - \alpha)}} - \tan(\phi' + \delta + \alpha - \beta)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \times \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \times \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2}$$

$$E_A = \frac{(K_A \times \gamma \times H^2)}{2}$$

γ, ϕ' = Parâmetros efetivos do retroaterro não coesivo ($c'=0$)

Figura 6.2-3 - Método de Coulomb: equação para cálculo do empuxo ativo (GEO-RIO, 2000)

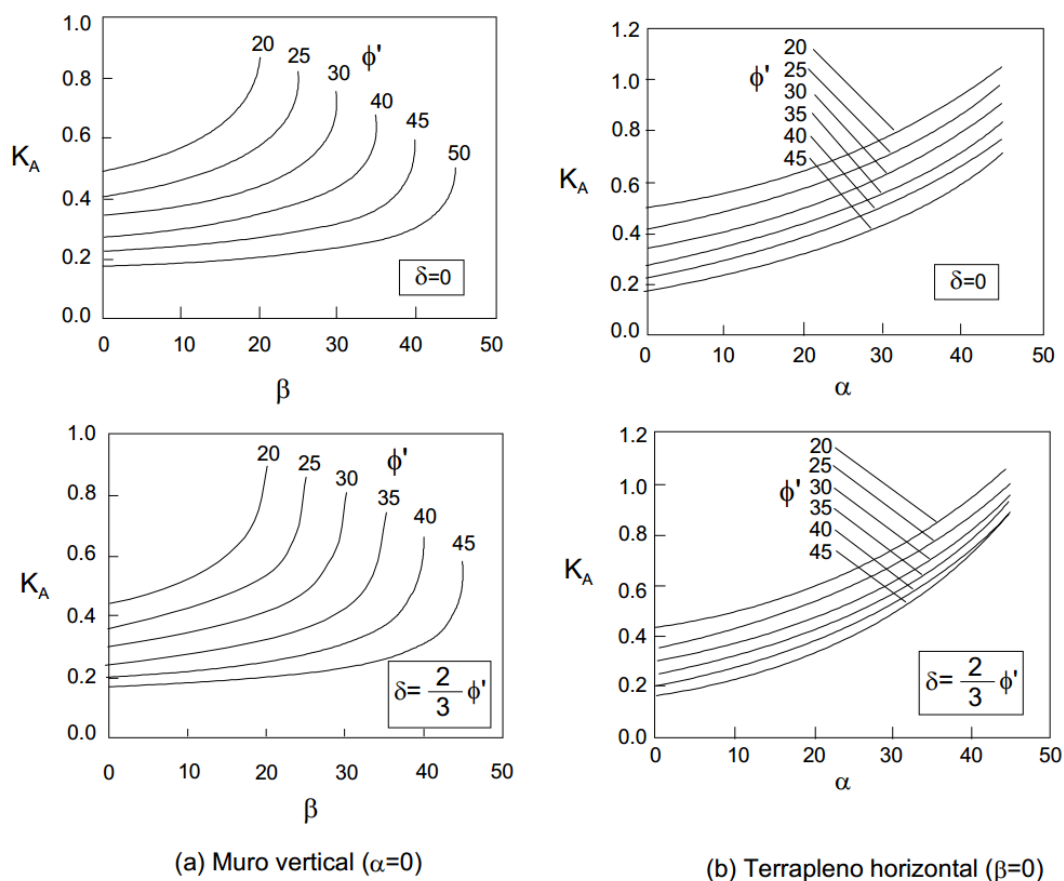


Figura 6.2-4 - Método de Coulomb: ábacos para estimativa do coeficiente K_a (GEO-RIO, 2000)

6.3. VERIFICAÇÕES

No dimensionamento de muros de gravidade, a estabilidade externa, que é o equilíbrio de todas as forças e momentos, é mais crítica do que as solicitações internas à estrutura. Isso se dá, em grande parte, pela natureza massiva das estruturas, o que normalmente resulta em dimensionamentos conservativos quanto à estrutura interna. No dimensionamento externo, todas as forças atuantes na estrutura são consideradas. Estas forças são pressões laterais de terra, peso próprio da estrutura, e reações do solo de fundação. A estabilidade do muro, então, é avaliada segundo os critérios a seguir:

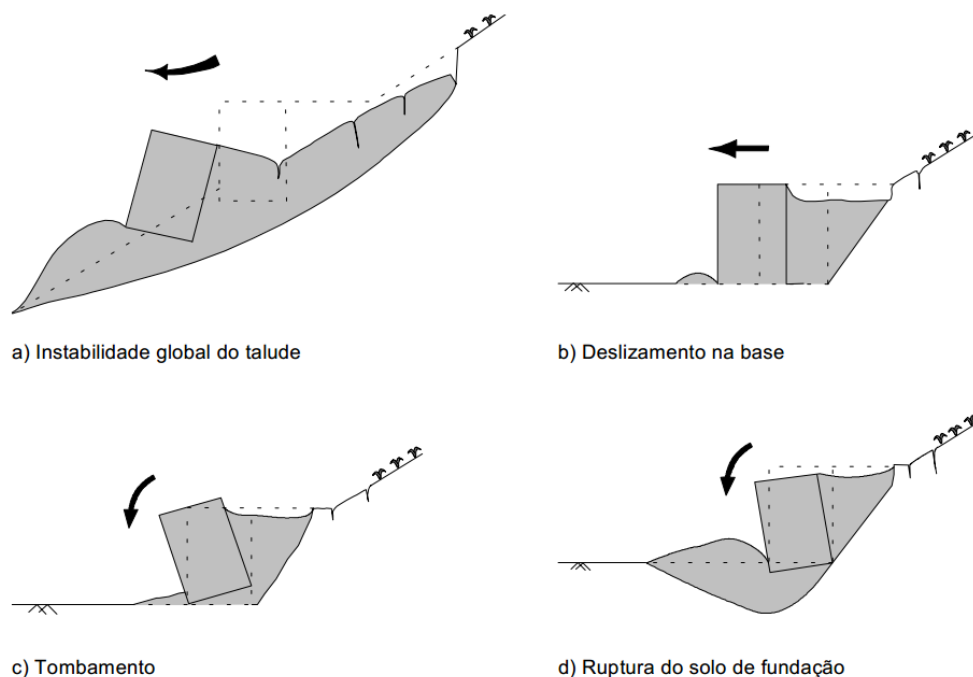


Figura 6.3-1 - Condições de estabilidade em muros de peso (GEO-RIO, 2000)

6.3.1. INSTABILIDADE GLOBAL

Além da estabilidade do sistema do muro no contexto do talude, uma análise separada deve ser realizada para se garantir que a vizinhança do talude não venha a falhar. Esta análise é realizada utilizando as técnicas convencionais de taludes em solo.

6.3.2. DESLIZAMENTO AO LONGO DA BASE

O balanço das forças horizontais que agem sobre o muro deve ser tal que previna o deslizamento sobre a fundação. O fator de segurança contra o deslizamento é calculado como:

$$F_{s_{\text{deslizamento}}} = \frac{\sum \text{Forças Resistentes}}{\sum \text{Forças Deslizantes}} \quad (\text{Eq. 6.1})$$

O limite mínimo aceitável para o fator de segurança contra o deslizamento é 1,5. A força de deslizamento mais significativa é a força devido ao empuxo de terra na parte ativa do muro. Tal força pode ser intensificada pela presença de carregamentos verticais ou horizontais na superfície do aterro. A presença de uma camada d'água pode diminuir o efeito do empuxo de terra, porém, há o incremento da pressão hidrostática. A principal componente resistente ao deslizamento é o atrito na base do muro. Devido à potencial erosão, a pressão passiva no pé do muro é conservadoramente desprezada. Segundo (GUNARATNE, 2006) caso se considere o efeito da pressão passiva, o coeficiente mínimo de segurança se torna 2.

6.3.3. TOMBAMENTO EM RELAÇÃO AO PÉ DO MURO

O fator de segurança contra tombamento é determinado pela divisão dos momentos resistentes ao tombamento em relação a um ponto de sua base pela soma dos

momentos que tentem a tombar a estrutura. Um fator de segurança de 2 é normalmente recomendado, na forma:

$$FS_t = \frac{\sum M_r}{\sum M_s} \geq 2 \quad (\text{Eq.6.2})$$

onde

$\sum M_r$ = Somatório dos momentos das forças resistentes (estabilizantes)

$\sum M_s$ = Somatório dos momentos das forças solicitantes (desestabilizantes).

É importante ressaltar que, no caso de a base do muro apresentar embutimento, o empuxo passivo atuando a jusante deve ser considerado na análise da estabilidade. No entanto, é usualmente recomendado o uso de um fator de redução (α) do empuxo passivo, tendo em vista a possibilidade de erosão ou escavação do solo no pé do muro e a diferença entre os deslocamentos necessários para mobilizar os empuxos passivo e ativo. Segundo (GEO-RIO, 2000) os valores de α geralmente recomendado nas normas norte americanas e européias situa-se entre 0 e 1/2, sendo usual adoção de $\alpha = 1/3$.

Adicionalmente, a segurança contra o tombamento do muro deve ser também garantida por um outro critério gráfico. A resultante vetorial (R') entre as forças de empuxo e peso do muro deve ter linha de ação passando dentro do terço central da área da base do muro. Desta forma, garante-se que ocorrem somente pressões de compressão no contato muro/fundação, minimizando a possibilidade de tombamento do muro.

6.3.4. CAPACIDADE DE SUPORTE DO SOLO DA FUNDAÇÃO

A capacidade geotécnica da fundação deve ser grande o suficiente para resistir às tensões atuantes na base da estrutura. O fator de segurança a ruptura geotécnica, F_{sgeot} , é calculada como:

$$F_{sgeot} = \frac{q_{ult}}{q_{m\acute{a}x}} \quad (\text{Eq. 6.3})$$

em que q_{ult} é a capacidade geotécnica última e $q_{m\acute{a}x}$ é a máxima pressão na interface solo-estrutura. Segundo (GUNARATNE, 2006), o valor mínimo aceitável para F_{sgeot} é 3,0. Além das considerações tradicionais de capacidade de carga, o movimento do muro devido a recalques excessivos também deve ser considerado.

6.4. MUROS DE GRAVIDADE

6.4.1. MUROS DE ALVENARIA DE PEDRA

Em um muro de gravidade, a reação ao empuxo do solo é proporcionada pelo peso próprio da estrutura e pelo atrito em sua base, o qual é função direta deste peso. Dentre os muros de peso, os construídos com blocos de pedras são naturalmente os mais antigos e numerosos.

Estas estruturas apresentam rigidez elevada, com movimentos somente por translação, sem deformações ou distorções significativas. No caso de muro de pedras

arrumadas manualmente, a resistência do muro resulta unicamente do imbricamento dos blocos de pedras (Figura 6.4.1-1). Este muro apresenta como vantagens a simplicidade de construção e a dispensa de dispositivos de drenagem, pois o material do muro é drenante. Outra vantagem é o custo reduzido, especialmente quando os blocos de pedras são disponíveis no local. No entanto, a estabilidade interna do muro requer que os blocos devem ter dimensões aproximadamente regulares, o que causa um valor menor do atrito entre as pedras.

Segundo (GEO-RIO, 2000), muros de pedra sem argamassa devem ser recomendados unicamente para a contenção de taludes com alturas de até 2m. A base do muro deve ter largura mínima de 0,5 a 1,0m e deve ser apoiada em uma cota inferior à da superfície do terreno, de modo a reduzir o risco de ruptura por deslizamento no contato muro/fundação.

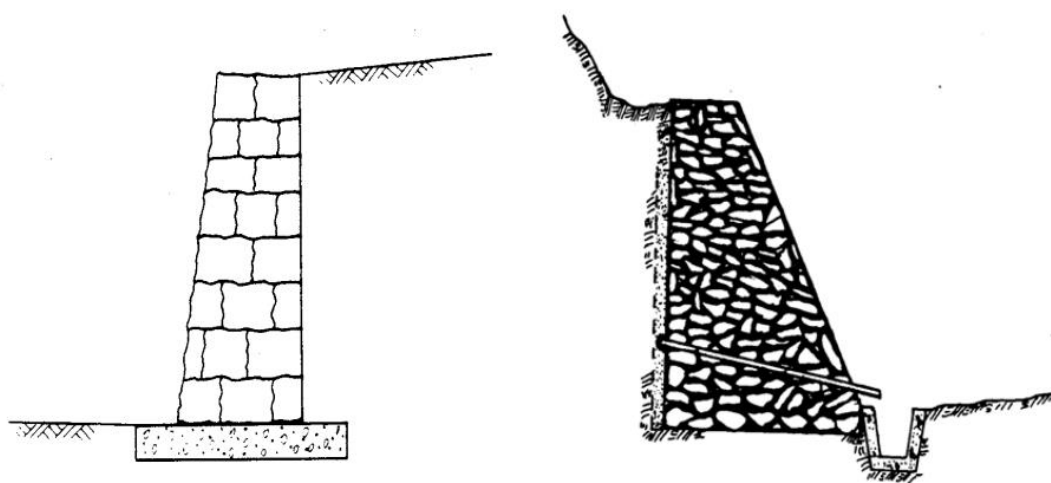


Figura 6.4.1-1 - Muros de alvenaria de pedra e concreto ciclópico, respectivamente (GEO-RIO, 2000)

6.4.2. MUROS DE CONCRETO CICLÓPICO OU CONCRETO GRAVIDADE

O muro de concreto ciclópico é uma estrutura construída através do preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Em comparação com muro de alvenaria de pedra, a argamassa provoca uma maior rigidez no muro, porém elimina a sua capacidade drenante. É necessária então a implementação dos dispositivos usuais de drenagem de muros impermeáveis, tais como, dreno de areia ou geossintético no tardo e tubos barbacãs para alívio de poropressões na estrutura de contenção. Segundo (GEO-RIO, 2000), o muro de concreto ciclópico pode ser utilizado em casos de contenção de taludes com alturas máximas na faixa de 4 a 5m. A seção transversal é usualmente trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro (Figura 6.4.3-1). A especificação do muro com faces inclinadas ou em degraus pode causar uma economia significativa de material. As especificações devem prever um concreto de durabilidade adequada, especialmente em presença de solo ou águas com condições agressivas. Em casos de extrema agressividade, o tardo do muro deve ser protegido com uma camada de pintura asfáltica ou manta impermeável do tipo

geomembrana. Nestes casos, atenção especial deve ser dada ao sistema de drenagem das águas do material contido pelo muro, de modo a minimizar o empuxo hidrostático no tardoz.

6.4.3. MURO DE GABIÕES

Os gabiões são gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção. A rede metálica que compõe os gabiões apresenta resistência mecânica elevada. No caso da ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. Segundo (GEO-RIO, 2000), as dimensões usuais dos gabiões são: comprimento de 2m e seção transversal quadrada com 1m de aresta. A Figura 6.4.3-1 apresenta ilustrações de gabiões.

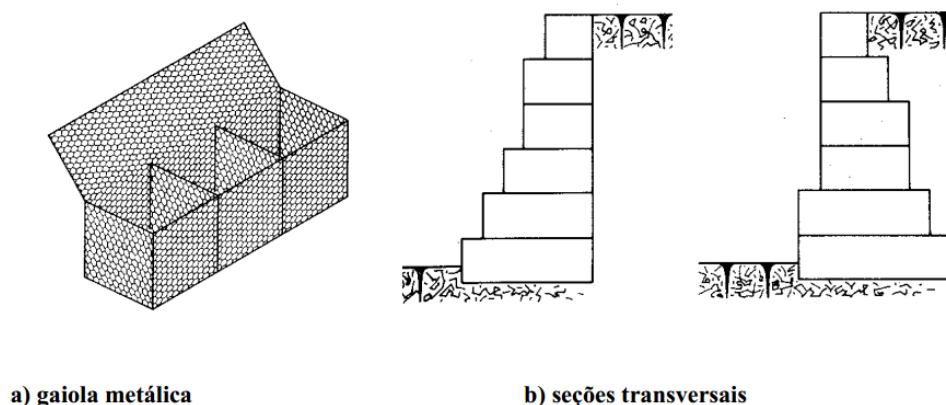


Figura 6.4.3-1 - Muros de gabiões (GEO-RIO, 2000)

Os gabiões são montados individualmente no local da obra e costurados por arames de aço com características semelhantes aos utilizados nas gaiolas, porém de diâmetro inferior, para melhor trabalhabilidade. As costuras são executadas ao longo das arestas dos gabiões em contato, tanto na lateral quanto na vertical. Deste modo, o muro de gabiões comporta-se como uma estrutura monolítica, com uniformidade das características geotécnicas, tais como rigidez e ângulo de atrito interno. Segundo (GEO-RIO, 2000), os blocos de pedras utilizados no preenchimento dos gabiões devem ser sãos e apresentar granulometria uniforme, com diâmetro entre 1,0 e 2,0 vezes a dimensão da malha. As características geotécnicas dos gabiões usualmente adotadas em projeto são: peso específico = 17 kN/m³ e ângulo de atrito = 35 graus.

6.5. MURO DE CONCRETO ARMADO

6.5.1. MURO EM L (MURO DE FLEXÃO)

Assim como os muros de gravidade, os muros em L também trabalham com seu peso para resistirem ao deslizamento e tombamento. Porém, parte deste peso é oriundo do solo acima do pé do muro (Figura 6.5.1-3). Muros em L são feitos de concreto armado e podem ser fabricados em diversas geometrias. Eles são mais fáceis de erguer do que os muros de gravidade, visto que podem ser pré-fabricados e transportados até o local de utilização.

Além da estabilidade externa, os muros em L também devem resistir aos esforços cortante e fletores internos resultantes do empuxo lateral de terra assim como a diferença de pressão no topo e base do muro (Figura 6.5.1-2). O cálculo do muro deve ser realizado por um engenheiro estrutural. Contrafortes podem ser utilizados para reduzir os esforços atuantes no muro (Figura 6.5.1-1). Quando considerada a estabilidade externa do muro, o solo acima do pé do muro é tomado como parte do muro (Figura 6.5.1-3).

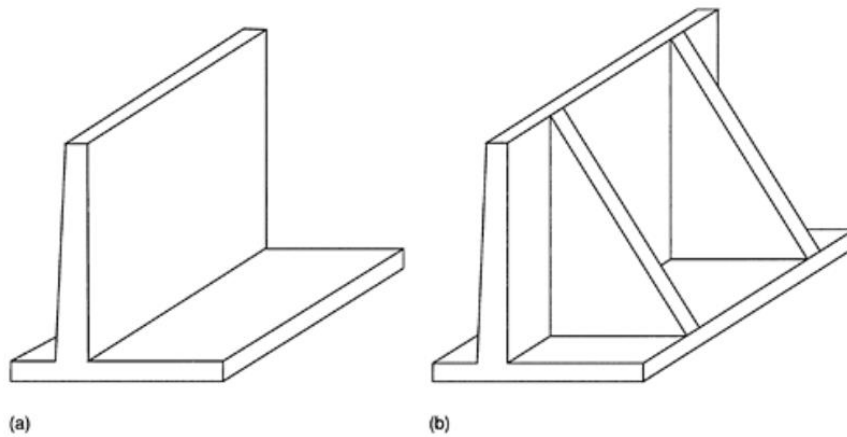


Figura 6.5.1-1 - (a) Visão isométrica de um muro em L (b) Contraforte (GUNARATNE, 2006)

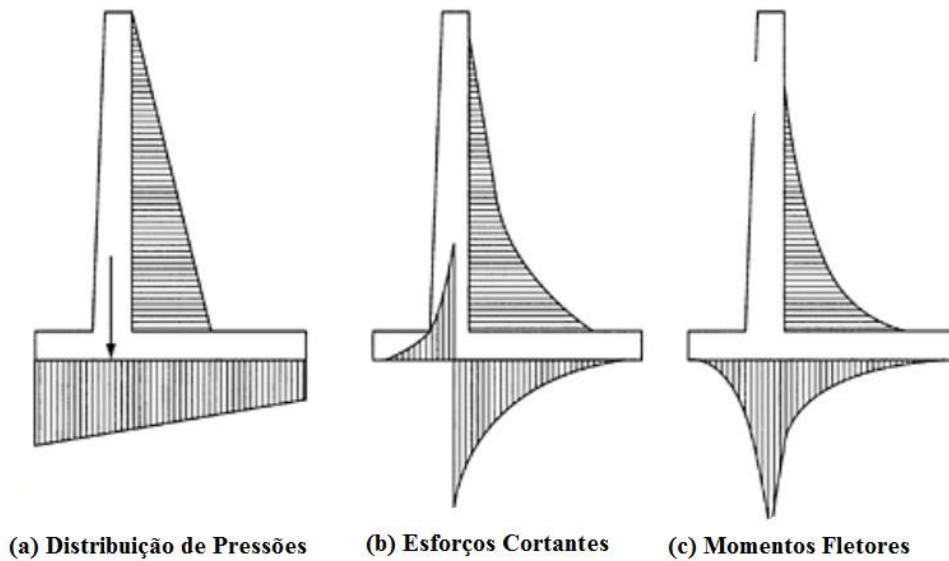


Figura 6.5.1-2 - Diagrama de esforços internos (Adaptado - GUNARATNE, 2006)

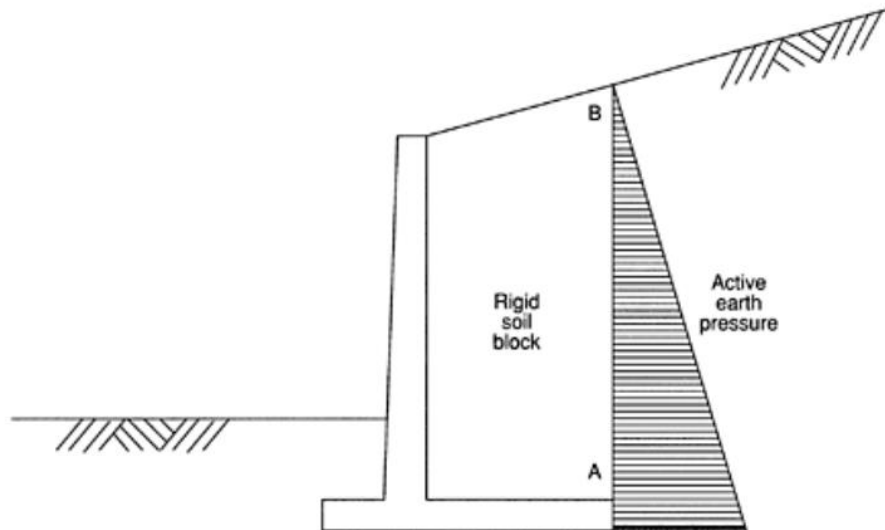


Figura 6.5.1-3 - Bloco rígido de solo sobre pé do muro (GUNARATNE, 2006)

6.5.2. MURO ANCORADO NA BASE

A Figura 6.5.2-1 apresenta uma ilustração de um muro cuja base é estabilizada através de ancoragens. Esta concepção de projeto, muito empregada no Rio de Janeiro, adota a carga de trabalho da ancoragem como uma das forças de estabilização do muro. Esta solução de projeto pode ser adotada quando na fundação do muro ocorre material competente (rocha sã ou alterada) e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade. (GEO-RIO, 2000)

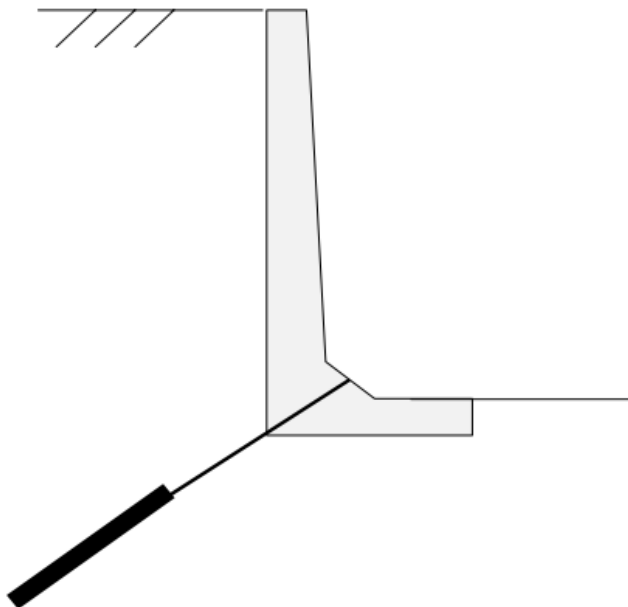


Figura 6.5.2-1 - Muro de concreto ancorado na base: seção transversal (GEO-RIO, 2000)

7. ANCORAGEM, GRAMPOS E CHUMBADORES

7.1. ANCORAGENS

As ancoragens ou também conhecidos como tirantes, são estruturas semirrígidas de trabalho predominantemente à tração. As condições mínimas a serem atendidas na prática de ancoragem são prescritas pela norma ABNT NBR 5629.

A NBR 5629 define como tirante peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

Um tirante é constituído por três partes principais, são elas:

- **Cabeça:** é a extremidade que fica fora do terreno;
- **Trecho ancorado ou injetado:** é a extremidade que transmite ao terreno a carga de tração;
- **Trecho livre:** é o trecho intermediário entre a cabeça e o trecho enterrado, que transmite as cargas de tração entre as extremidades.

A Figura 7.1-1 apresenta detalhes das ancoragens em obras da GeoRio.

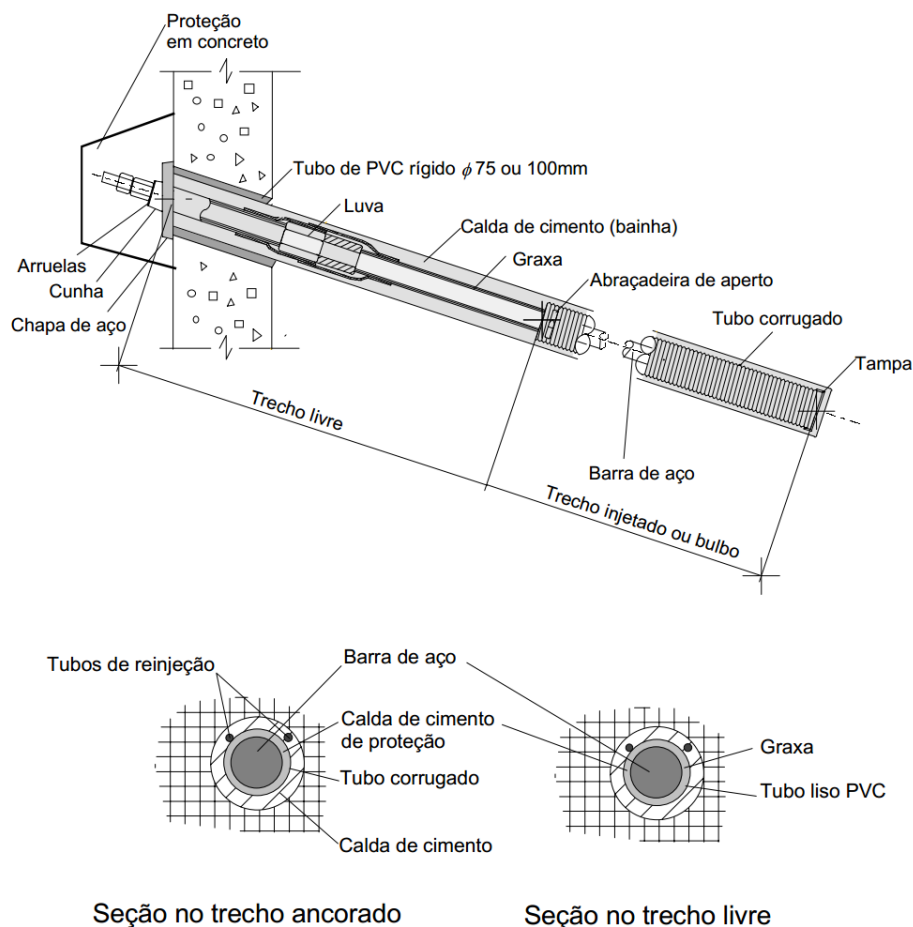


Figura 7.1-1 - Ancoragem típica permanente (GEO-RIO, 2000)

Os requisitos quanto aos materiais utilizados na execução de tirantes são segundo (GEO-RIO, 2000):

Tabela 6.1 - Requisitos de materiais para tirantes

Materiais	Requisitos	Normas
Aço	CA 50A, Dywidag ST 85/105, Gewi 50/55, Rocsolo ST 75/85	ANBT NBR 7480
Calda de cimento	Fator água-cimento igual ou inferior a 0,5, resistência aos 7 dias superior a 25MPa	ABNT NBR 7681

7.1.1. CARGAS DE ANCORAGEM

As cargas (T) máxima de ensaio e trabalho são obtidas pelas seguintes equações e diferem-se quanto ao uso. Para tirantes permanentes, é aplicado fator de segurança de 1,75 enquanto para tirantes provisórios o fator é de 1,50 como mostram as Equações 6.2 e 6.3, respectivamente:

$$T_{ensaio} = 0,9f_yA_s \quad (\text{Eq. 7.1})$$

$$T_{trabalho\ permanente} = \frac{T_{ensaio}}{1,75} \quad (\text{Eq. 7.2})$$

$$T_{trabalho\ provisório} = \frac{T_{ensaio}}{1,50} \quad (\text{Eq. 7.3})$$

onde f_y é a tensão de escoamento do material da ancoragem, A_s é a área da seção transversal útil da barra, descontando-se a parcela perdida pela rosca no caso de seção reduzida. Os fatores 0.9, 1.75 e 1.50, aplicados nas equações anteriores, correspondem aos fatores de segurança prescritos pela norma ABNT NBR 5629

7.1.2. DIMENSIONAMENTO DO TRECHO ANCORADO

O dimensionamento das dimensões do trecho ancorado deve ser feito com base na experiência de ensaios de arrancamento através de uma expressão do tipo:

$$T = q_s \pi D L_b \quad (\text{Eq. 7.4})$$

em que; q_s é o atrito unitário no contato bulbo – solo ou rocha, D é o diâmetro da perfuração, L_b é o comprimento do bulbo, T é uma carga axial maior que a carga máxima de ensaio.

Segundo (GEO-RIO, 2000), na fase de pré-dimensionamento e na ausência de experiência específica, pode-se basear o dimensionamento nos trabalhos de Bustamante e Doix (1985), cujos resultados constam das Figura 7.1.2-1 e Figura 7.1.2-2. As figuras apresentam resultados de q_s para areias (Figura 7.1.2-1) e argilas (Figura 7.1.2-2) em

função da pressão limite (P_1) obtida em ensaios com o pressiômetro de Ménard. É fornecida também uma correlação entre os valores de P_1 e do índice N (SPT).

Os dados obtidos por Bustamante e Doix incluem ensaios de arrancamento realizados em ancoragens com somente um estágio de injeção (IGU) e as de múltiplo estágio (IRS) com tubo de injeção com válvula manchete. Segundo (GEO-RIO, 2000), a dispersão dos resultados é grande, bem como a correlação entre P_1 e N , apresenta valores de N muito elevados, certamente por procedimentos diferentes de ensaio nos diferentes países onde os dados foram obtidos. Por estas razões, essas correlações só devem ser vistas como uma primeira aproximação, a experiência local é essencial.

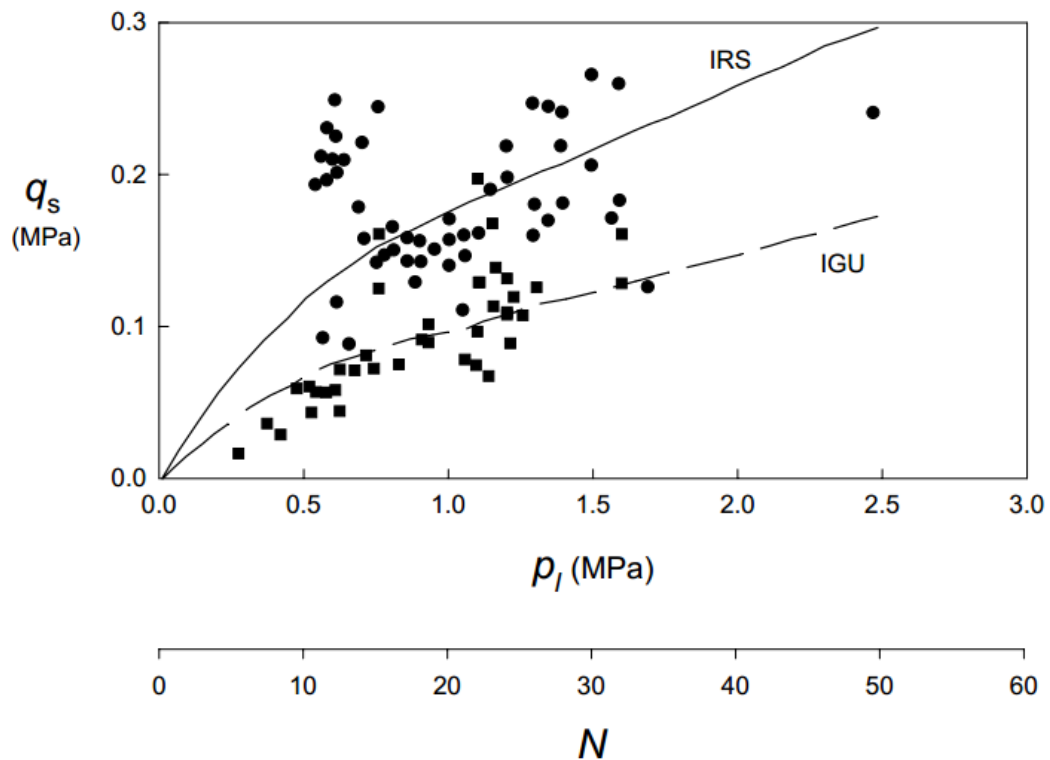


Figura 7.1.2-1 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em areias (Bustamante e Doix apud GEORIO, 2000)

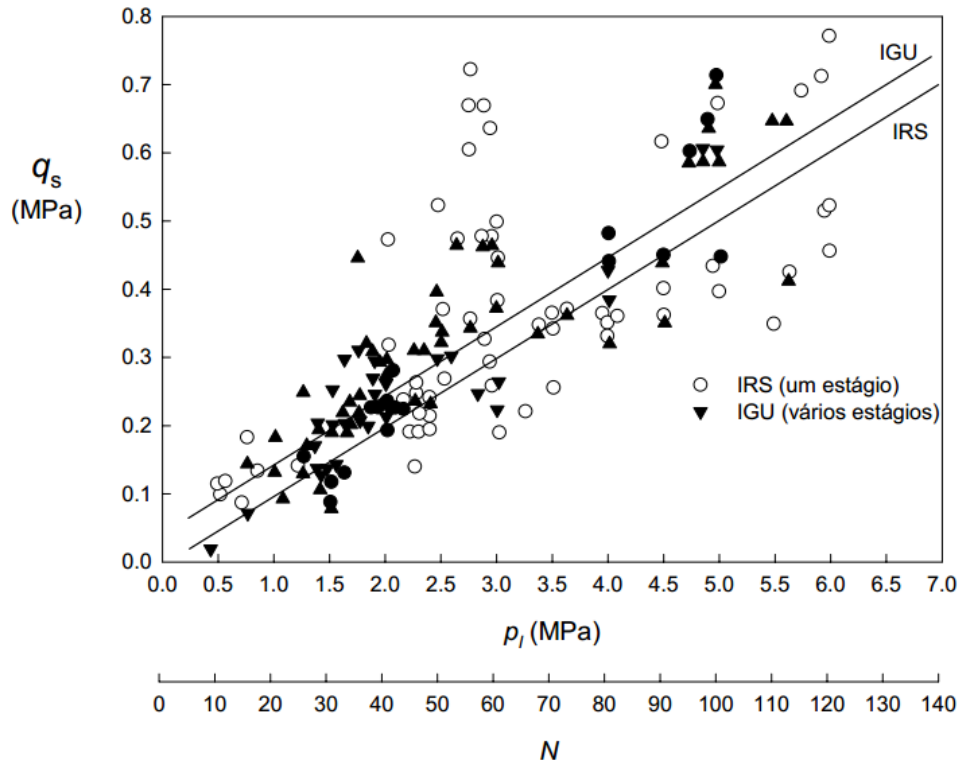


Figura 7.1.2-2 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em argilas e siltes (Bustamante e Dois apud GEORIO, 2000)

O pré-dimensionamento do valor de q_s em rochas pode ser realizado de acordo com a norma ABNT NBR 5629, através das seguintes regras:

$q_s < 1/30$ da resistência à compressão não confinada da rocha

$q_s < 1/30$ da resistência à compressão não confinada da argamassa.

Devendo-se empregar o menor valor.

Segundo (GEO-RIO, 2000), para rochas do Rio de Janeiro, onde valores de resistência à compressão não confinada frequentemente excedem 100MPa e calda de cimento apresenta valores de resistência entre 25 e 30MPa, o maior condicionante será a resistência da calda.

7.2. GRAMPOS E CHUMBADORES

Diferentemente das ancoragens descritas na seção anterior, os chumbadores e grampos não apresentam trecho livre e são caracterizados como elementos passivos, isto é, não são pré-tensionados.

Os grampos e chumbadores têm funções muito parecidas, porém, diferem-se pelo uso ao qual se destina cada um deles. Os primeiros são empregados em solo e os segundos em rocha.

7.2.1. ENSAIO DE ARRANCAMENTO EM GRAMPOS

O ensaio de arrancamento é realizado para se determinar o atrito solo-grampo e durante a obra para confirmação dos valores de projeto em pelo menos dois grampos ou 1% dos grampos de uma obra executados especificamente para ensaio.

A Figura 7.2.1-1 indica alguns detalhes da montagem necessária. A barra de aço empregada deve ser superdimensionada para que o ensaio preferencialmente atinja a ruptura do trecho injetado.

A carga máxima de ensaio ($T_{m\acute{a}x}$) é dada pela equação:

$$T_{m\acute{a}x} = 0,9f_yA_s \quad (\text{Eq. 7.5})$$

Onde f_y é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra. Esta carga não deve ser ultrapassada para evitar um acidente devido à possível ruptura brusca do aço.

Segundo (GEO-RIO, 2000), as cargas deverão ser aplicadas em pequenos estágios que não excedam 20% da carga máxima esperada, aguardando-se pelo menos 30 minutos para estabilização das deformações. Durante este tempo, a carga é mantida constante e os deslocamentos são lidos com intervalos de tempo de 0, 1, 2, 4, 8, 15 minutos. Deverá ser executado pelo menos um ciclo de carga-descarga, que deverá ser iniciado quando a carga for da ordem da metade estimada da carga total máxima esperada.

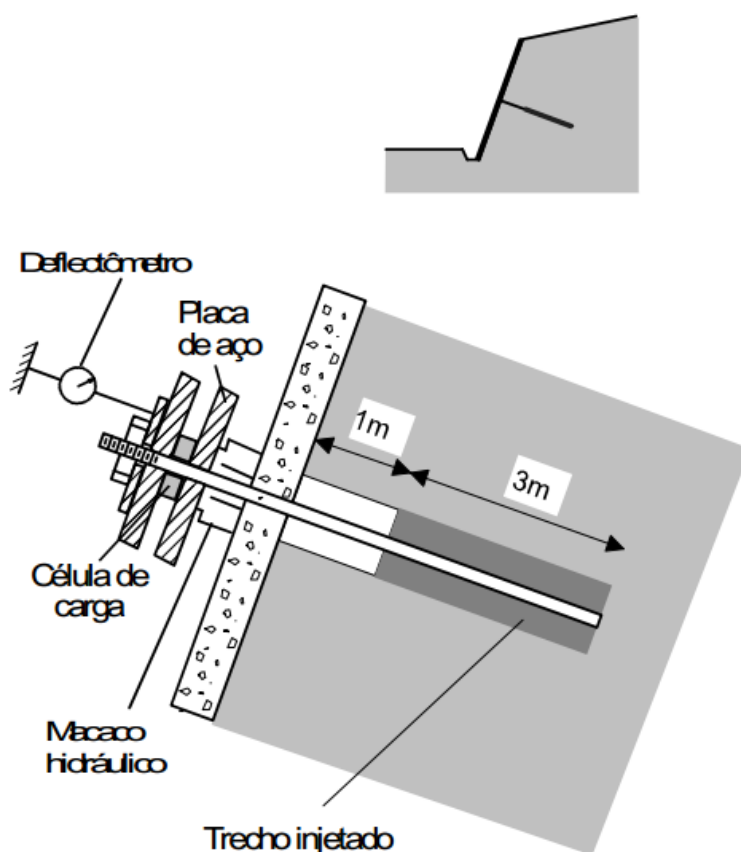


Figura 7.2.1-1 - Ensaio de arrancamento (GEO-RIO, 2000)

8. CORTINAS ANCORADAS

Uma cortina ancorada consiste em uma parede de concreto armado com espessura em geral entre 20 e 30 cm, que varia em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas. Este conjunto forma uma estrutura com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos do terreno.

O processo executivo das cortinas pode ser descendente ou ascendente, respectivamente em cortes e aterros e compreende: a execução dos tirantes; escavação ou reaterro, conforme seja descendente ou ascendente; a execução da parede (forma, armadura); teste e pré-tensão nas ancoragens até a carga de trabalho.

Para aumentar a estabilidade do talude durante as fases de execução, o talude é escavado em nichos conforme indicado na Figura 8-1.

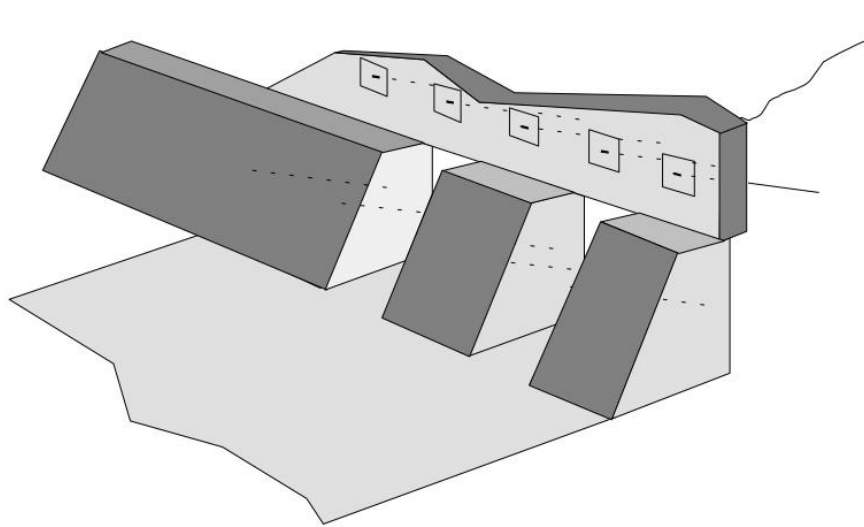


Figura 8-1 - Escavação em Nichos (GEO-RIO, 2000)

8.1. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Segundo (GEO-RIO, 2000), garantir a estabilidade de uma cortina ancorada consiste em garantir a estabilidade de todos os modos de ruptura indicados na Figura 8.1-1, que são tratados a seguir:

- **Puncionamento da base:** Pode ocorrer quando o solo onde se apoia a base da cortina é de baixa capacidade de suporte. Toma-se como material de baixa capacidade de suporte, ou seja, capacidade de carga inferior a 20 kPa, ou índice N de resistência a penetração, SPT, inferior a 10. Nesse caso, uma das soluções é a adoção de micro estacas de apoio, assunto que será tratado mais adiante neste capítulo;
- **Ruptura de fundo da escavação:** Situação que pode ocorrer se uma camada mole existir abaixo do nível de escavação
- **Ruptura global:** a ruptura global pode ser subdividida em dois casos, o de uma cunha de ruptura e de uma ruptura generalizada e profunda (Figura 8.1-2). O primeiro, pode ser analisado pelo método brasileiro, o segundo pelo método de equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal. Um caso comum de risco de ruptura em cunha ocorre durante a escavação, situação que pode ser estabilizada através de escavação em nichos;

- **Deformação excessiva:** Pode ocorrer durante a construção antes da protensão de um determinado nível de ancoragens. Uma vez a obra executada, dificilmente ocorre, pois as cortinas ancoradas são suficientemente rígidas;
- **Ruptura das ancoragens:** Ocorre por capacidade de carga insuficiente das ancoragens ou durante a execução quando outros níveis de ancoragem ainda não foram instalados. Por exemplo, em estruturas ancoradas utilizadas na base de taludes muito altos. Havendo desestabilização do talude e deslocamentos da massa de solo, as ancoragens poderão ser supertensionadas e romper.
- **Ruptura da parede:** Pode haver duas situações: ruptura por flexão devido a armadura insuficiente e ruptura por puncionamento das ancoragens.

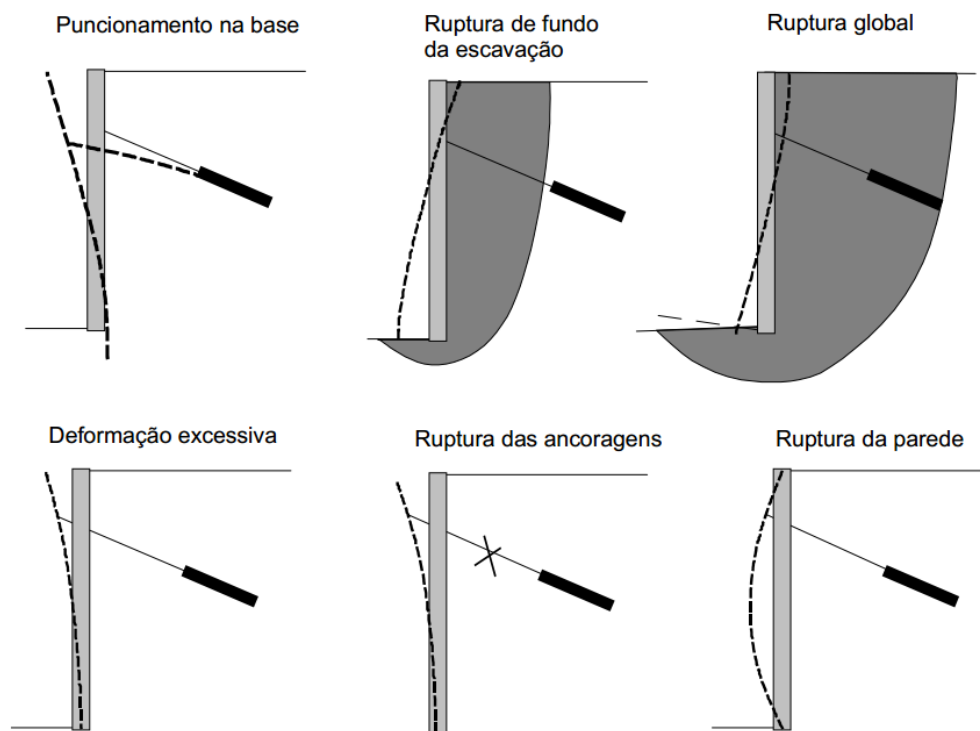


Figura 8.1-1 - Estados de ruptura de uma cortina ancorada (GEO-RIO, 2000)

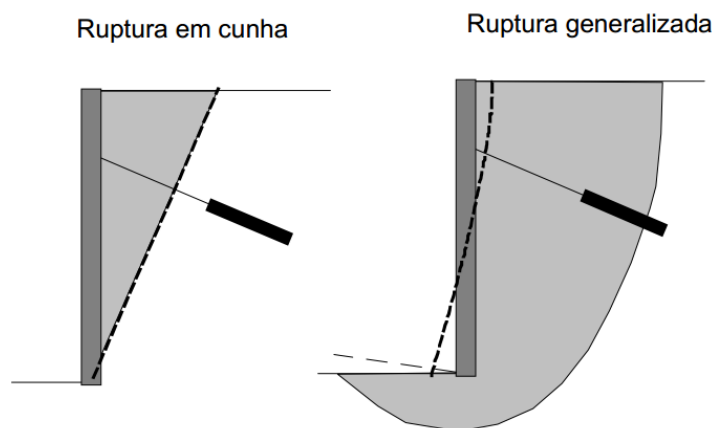


Figura 8.1-2 - Ruptura em cunha e generalizada (GEO-RIO, 2000)

9. O BANCO DE DADOS

O acervo conta com 184 projetos datados entre os anos de 1975 e 2006 e compreende projetos de estabilidade em solo e rocha, estudos geológico-geotécnicos, projetos de drenagem e de contenção de lascas, além de projetos de muros de impacto. Todos os projetos e relatórios contam com participação do Eng. Aldo Rosa da Cunha, seja pela sua autoria ou revisão.

Todos os projetos foram catalogados e minuciosamente avaliados e o saldo desta análise é apresentado na Figura 9-1 - Distribuição dos Projetos.

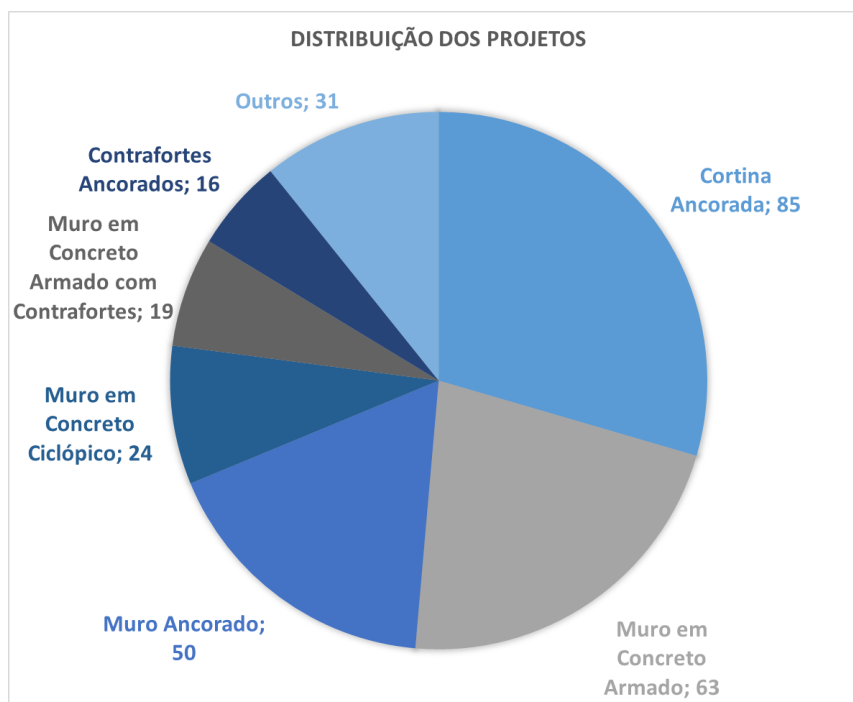


Figura 9-1 - Distribuição dos Projetos

A categoria “Outros” engloba diversos projetos e relatórios sem representatividade estatística, tais como: placas ancoradas com concreto projetado; relatórios de visita; projeto de contenção de tanque; projeto de drenagem; quantitativos de materiais; reforço de muro; levantamento geológico-geotécnico; laudo de vistoria; e parecer. As demais soluções serão tratadas a seguir.

9.1. ANÁLISE ESTATÍSTICA E DEFINIÇÃO DAS PROPRIEDADES MÉDIAS

A fim de avaliar as soluções de engenharia foi proposta a avaliação de algumas características inerentes a cada tipo de estrutura. As características levantadas foram organizadas em relação à geometria das estruturas, propriedades do solo, e quando aplicável, aos tirantes empregados em sua protensão.

9.1.1. CORTINA ANCORADA

Nas cortinas ancoradas, foram analisados o seguinte critérios: altura, comprimento, espessura da parede, área de face, carga de trabalho nos tirantes, inclinação dos tirantes com a horizontal e comprimento do bulbo de ancoragem.

A Figura 9.1.1-1 ilustra um dos projetos analisados, este situado na Estrada da Gávea Pequena – 144.

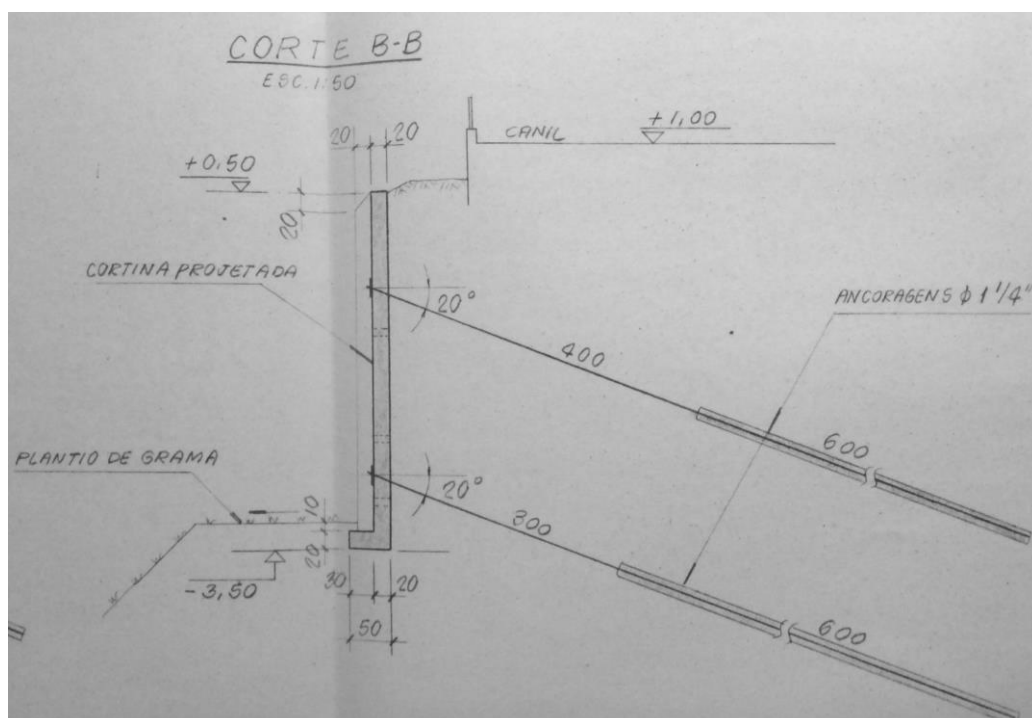


Figura 9.1.1-1 - Cortina Ancorada - Estrada da Gávea Pequena, 144

Embora a boa pratica recomende a realização de sondagens, apenas 2 dos 184 projetos contavam com auxílio de investigações geotécnicas. Os demais projetos foram executados “com base na experiência local”. As características geotécnicas referentes às cortinas ancoradas encontram-se no Tabela 9.1.1-1 - Parâmetros do solo - Cortina ancorada.

Tabela 9.1.1-1 - Parâmetros do solo - Cortina ancorada

	Peso Específico (kN/m ³)	Ângulo (graus)	Coesão (kN/m ²)
Média	18,2	29,0	10,9
Moda	18,0	30,0	10,0
Mediana	18,0	30,0	10,0
Desvio Padrão	1,6	2,5	7,8

As cortinas ancoradas se mostraram bastante versáteis quando ao emprego em diferentes alturas de contenção, sendo possível aplicá-las desde taludes relativamente baixos (2,5m) até taludes de grandes alturas (18,65m). A Figura 9.1.1-2 mostra a distribuição destas estruturas quando a sua altura no banco de dados.

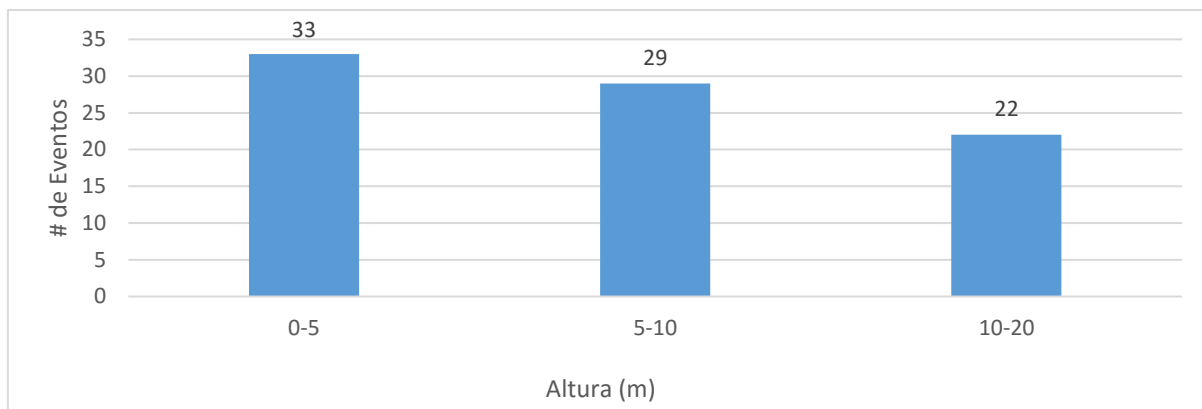


Figura 9.1.1-2 – Altura das cortinas

Assim como na altura, as cortinas ancoradas apresentam grande versatilidade quanto ao seu emprego em extensão, sendo amplamente utilizada na faixa que varia entre os 10m e 50m.

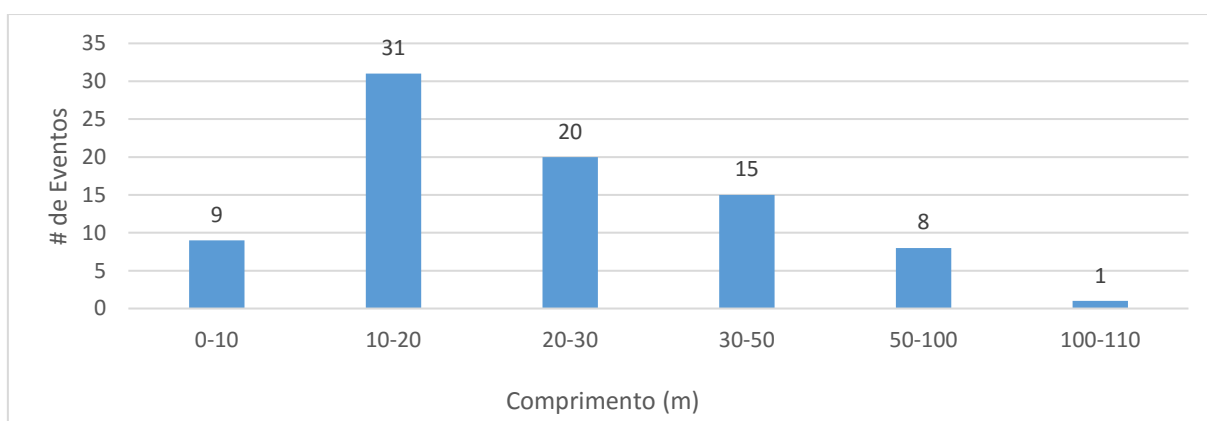


Figura 9.1.1-3 – Extensão das cortinas

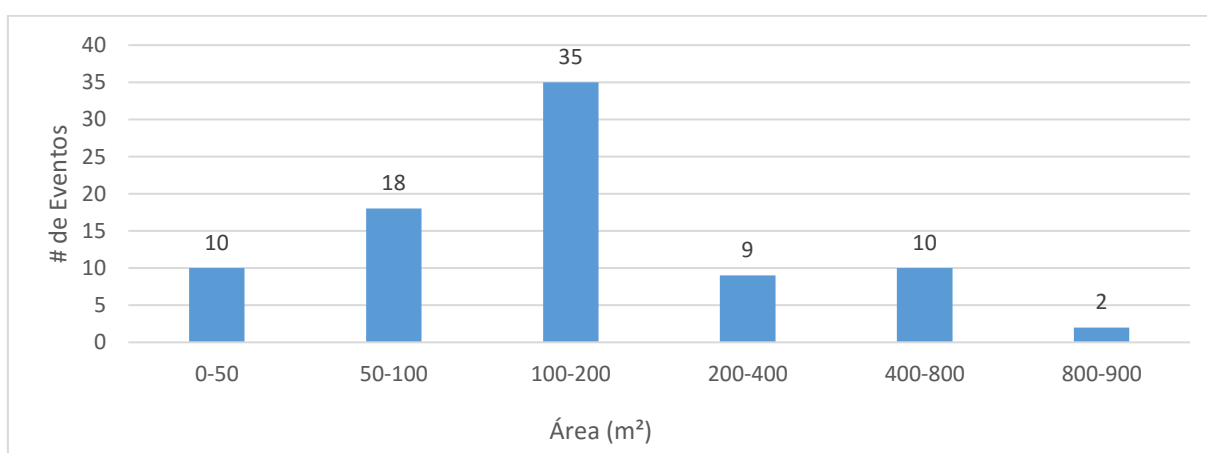


Figura 9.1.1-4 – Área das cortinas

A espessura das cortinas, embora com bastante variedade, apresentou uma forte tendência aos 20cm. Tal propriedade varia em função da carga dos tirantes e não será abordada de forma profunda neste trabalho.

Algumas outras propriedades das cortinas ancoradas podem ser encontradas nas Figuras 9.1.1-5 a 9.1.19.

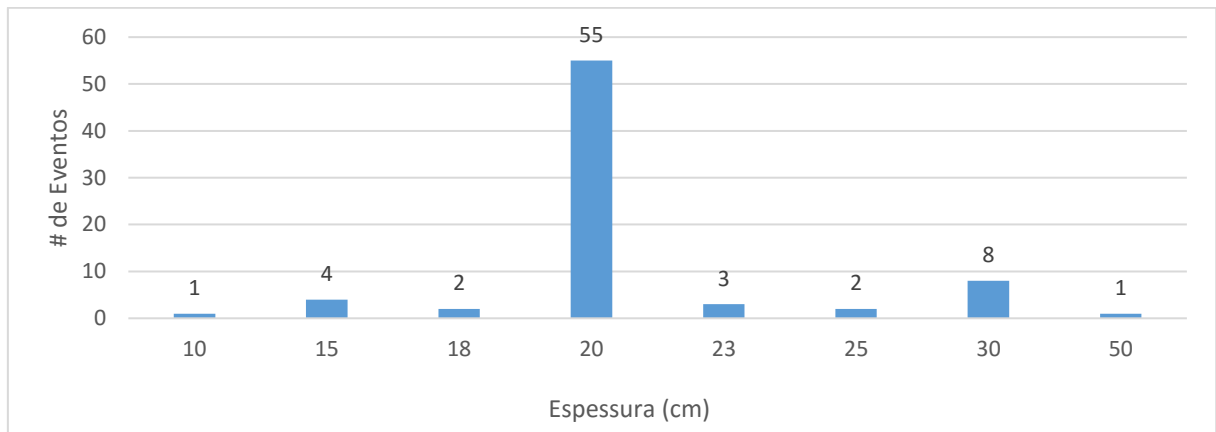


Figura 9.1.1-5 – Espessura das cortinas

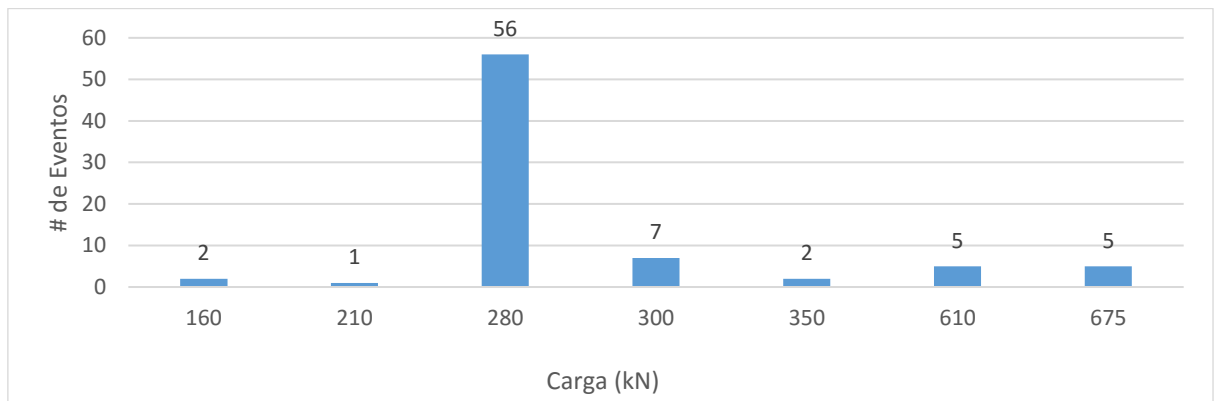


Figura 9.1.1-6 – Tirantes – Cargas de trabalho

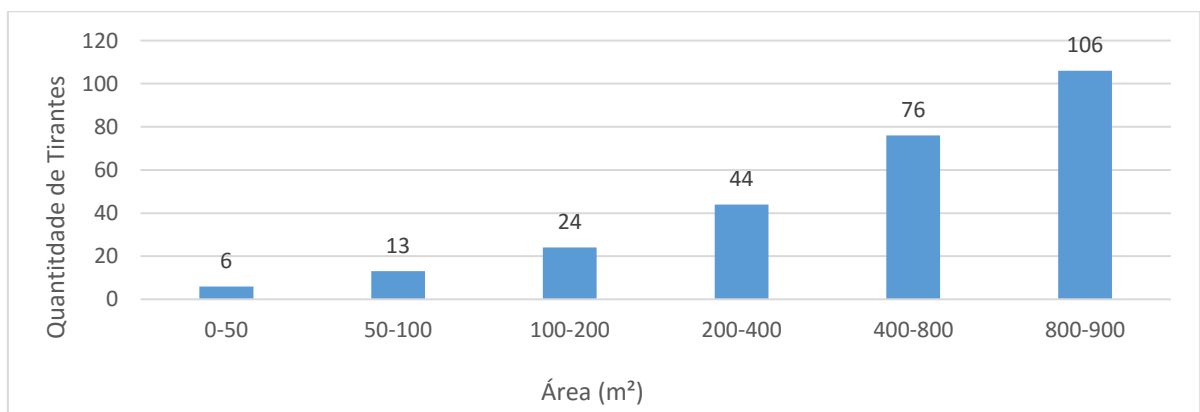


Figura 9.1.1-7 – Número de tirantes por faixa de área

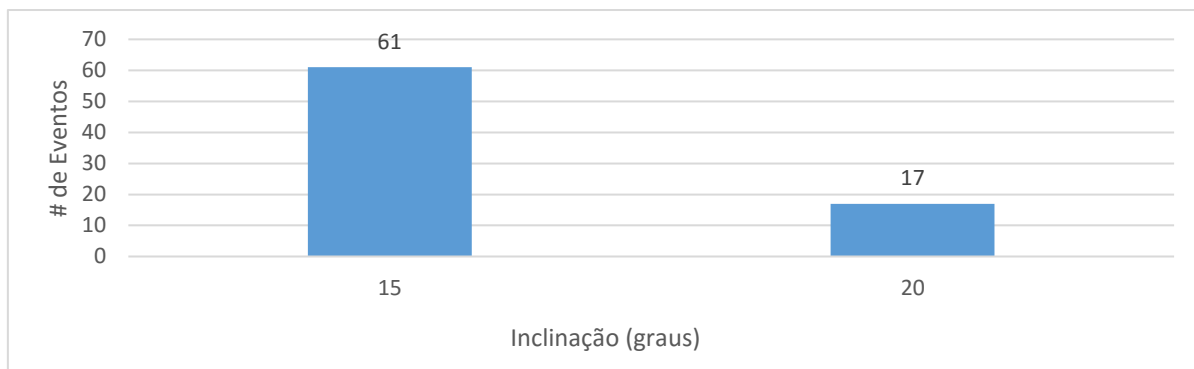


Figura 9.1.1-8 – Inclinação dos tirantes

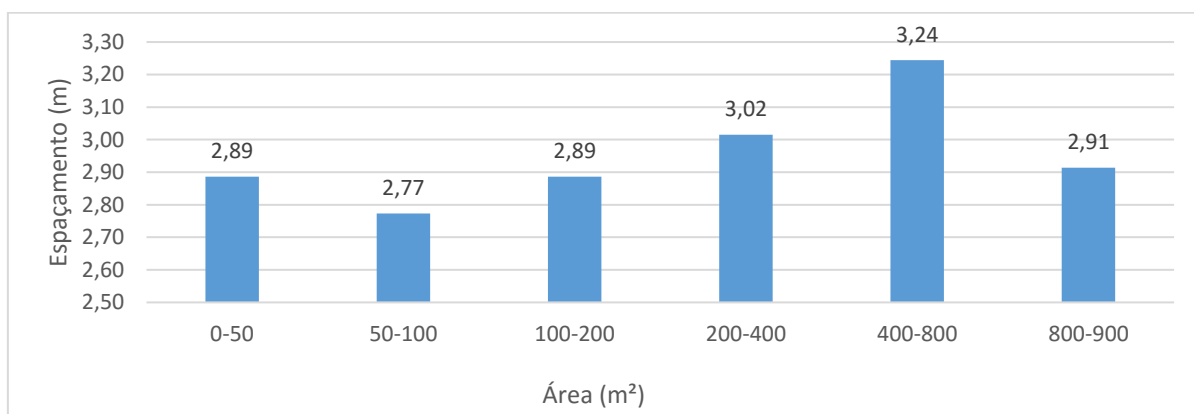


Figura 9.1.1-9 – Espaçamento dos tirantes por faixa de área

Assim como os parâmetros geotécnicos, os comprimentos de ancoragem foram definidos segundo a experiência local, sendo utilizados 6 metros para tirantes em solo e 3 metros para tirantes em rocha.

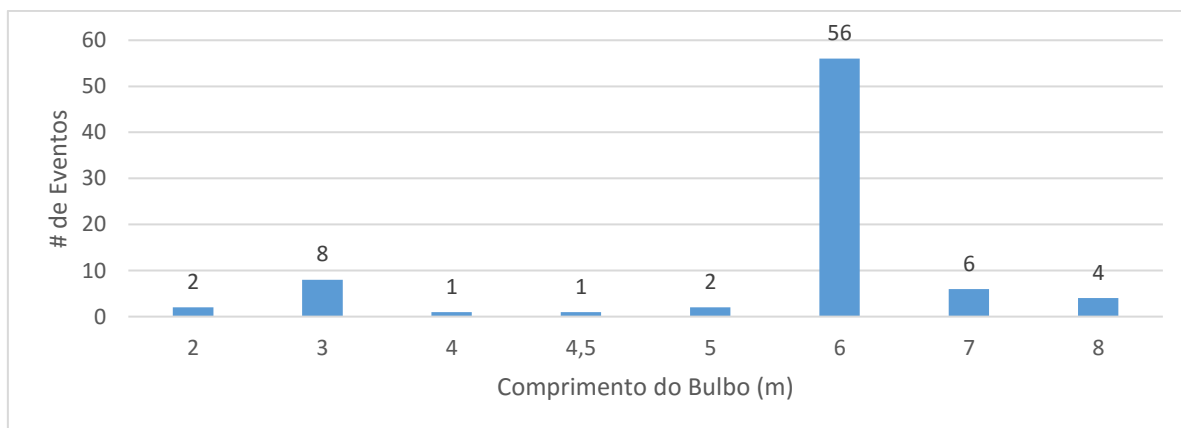


Figura 9.1.1-10 – Comprimento do bulbo de ancoragem

Dentre as informações obtidas do banco de dados, talvez a carga por metro quadrado de cortina seja a que possua maior importância visto que ela auxilia na determinação facilitada de um projeto básico envolvendo cortinas ancoradas.

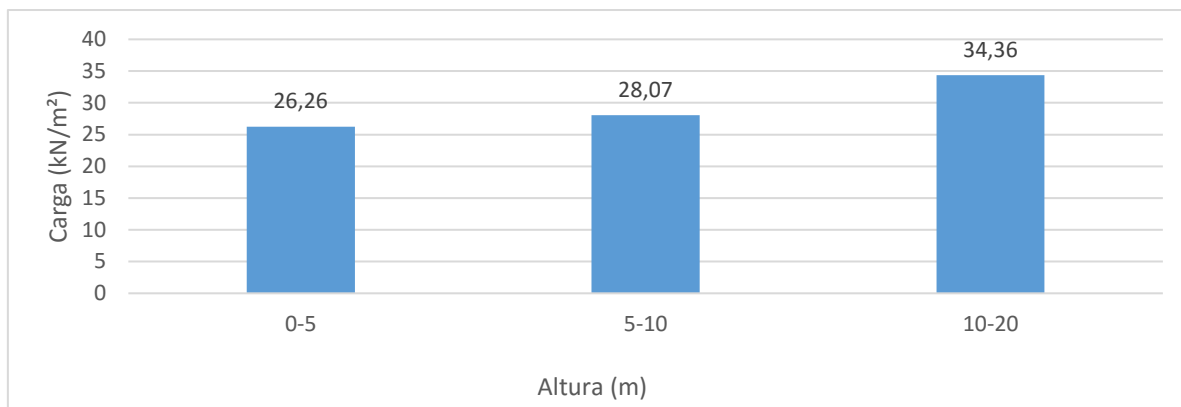


Figura 9.1.1-11 – Carga por metro quadrado por faixa de altura

9.1.2. MURO ANCORADO

Nos muros ancorados, foram analisados o seguinte critérios: altura, comprimento, espessuras da crista e base, área de face, carga de trabalho nos tirantes, inclinação dos tirantes com a horizontal e comprimento do bulbo de ancoragem.

A Figura 9.1.2-1 ilustra um dos projetos analisados situado na Rua das Laranjeiras, 201 a 211 – RJ.

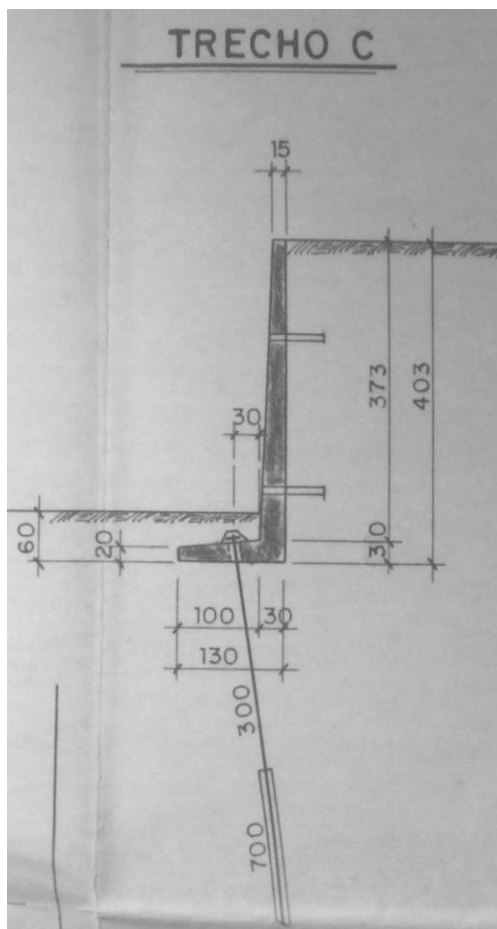


Figura 9.1.2-1 - Muro Ancorado - Rua das Laranjeiras, 201 a 211

Assim como nas cortinas ancoradas, os valores dos parâmetros geotécnicos foram obtidos de forma estimada e são apresentados na Tabela 9.1.2-1.

Tabela 9.1.2-1 - Parâmetros do solo - Muro ancorado

	Peso Específico (kN/m ³)	Ângulo (graus)	Coesão (kN/m ²)
Média	18	29,8	12,7
Moda	18,0	30,0	10,0
Mediana	18,0	30,0	10,0
Desvio Padrão	0,5	1,9	6,1

Em comparação com as cortinas ancoradas, os muros ancorados aparentam restrição quanto à altura da contenção. No banco de dados foram encontrados muros com alturas de até 10m, porém a sua grande maioria situa-se na faixa de até 6m de altura.

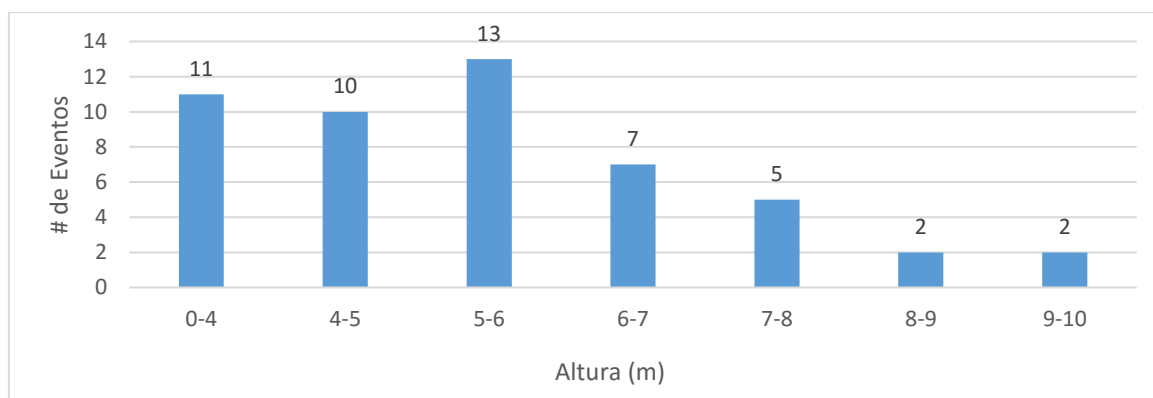


Figura 9.1.2-2 – Altura dos muros

Embora haja restrições quanto à altura dos muros ancorados, elevadas extensões são tecnicamente viáveis.

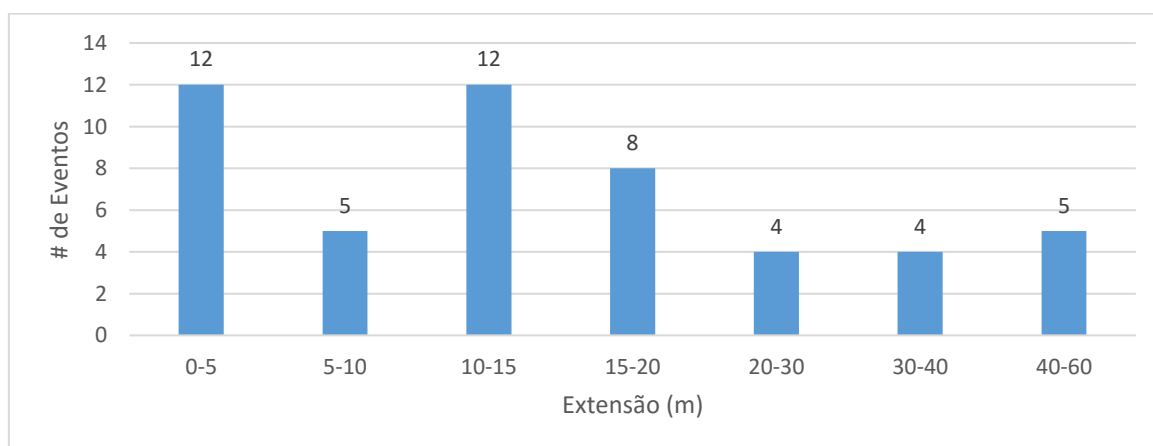


Figura 9.1.2-3 – Extensão dos muros

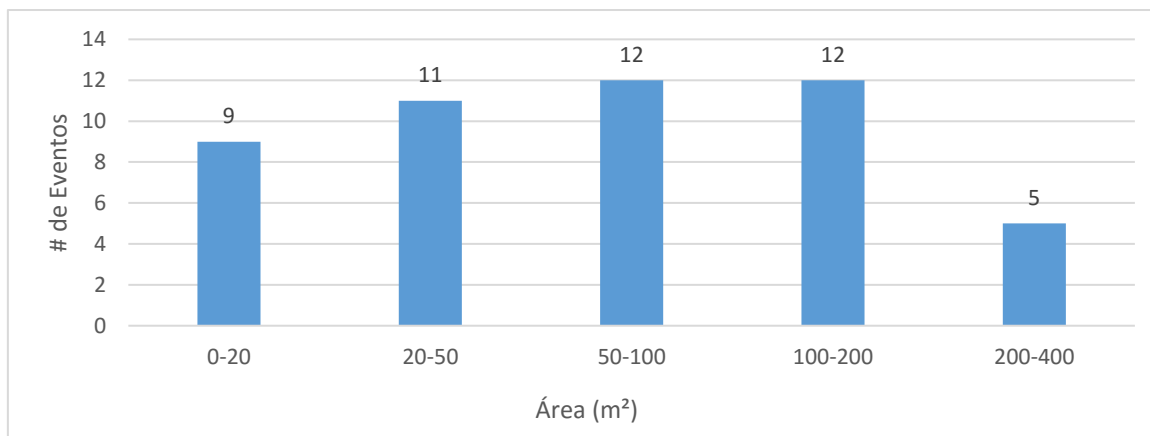


Figura 9.1.2-4 – Área da face dos muros

Devido à não necessidade de resistir à esforços de punção em todo seu perfil, o muro ancorado se apresentou com espessura menor que a cortina ancorada em sua crista, porém há um alargamento na base do muro.

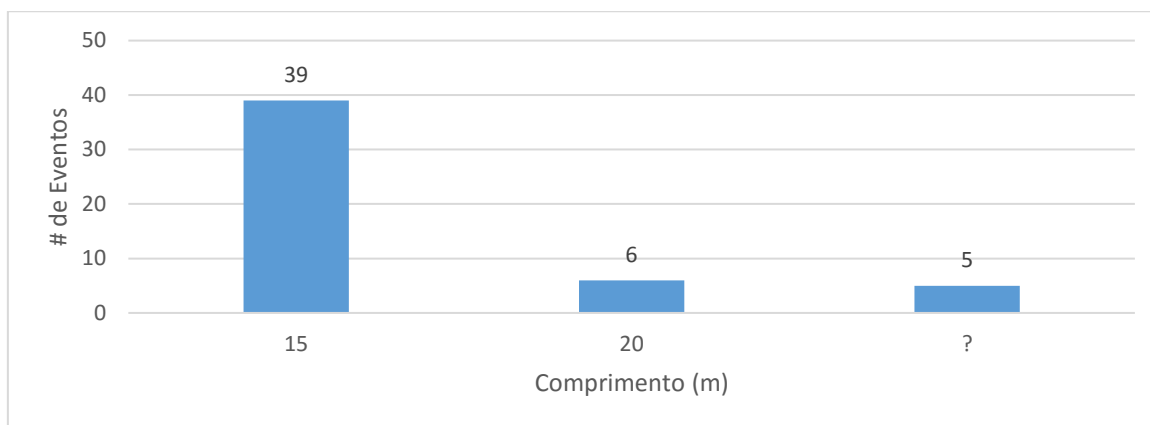


Figura 9.1.2-5 – Espessura da crista

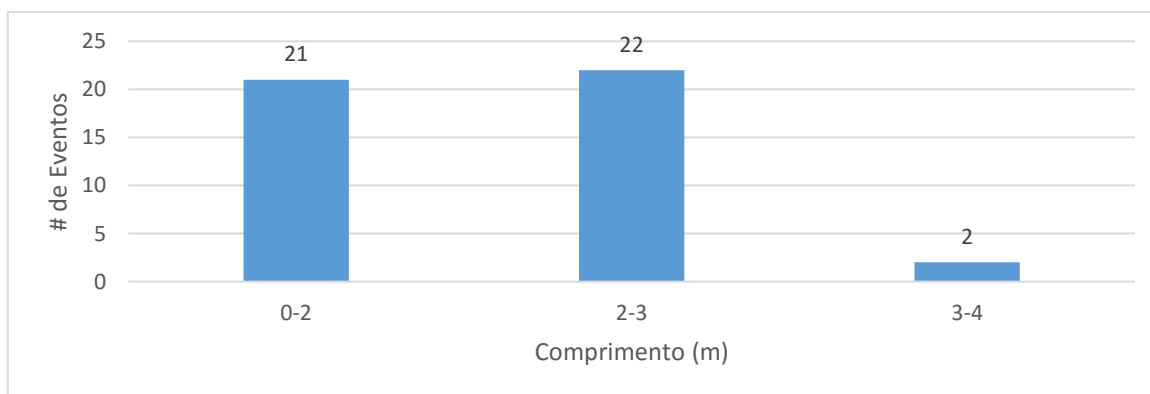


Figura 9.1.2-6 – Espessura da base

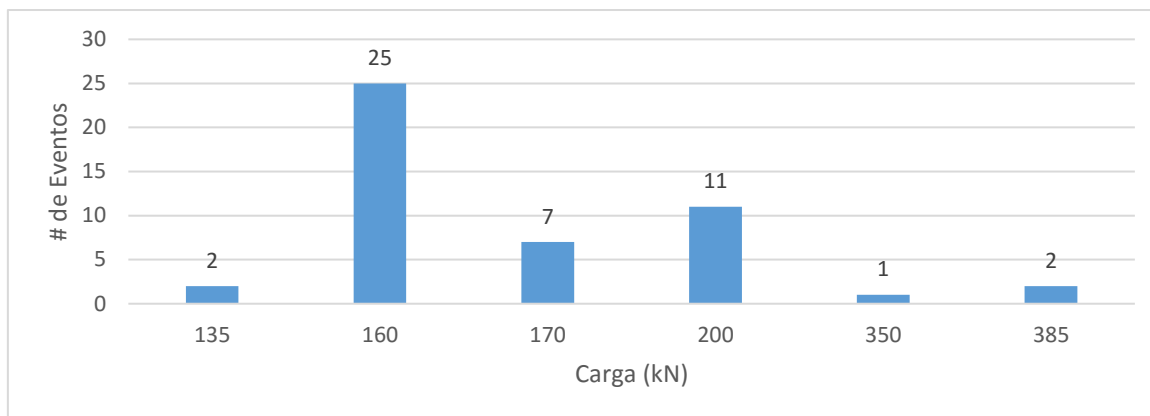


Figura 9.1.2-7 – Tirantes – Carga de trabalho

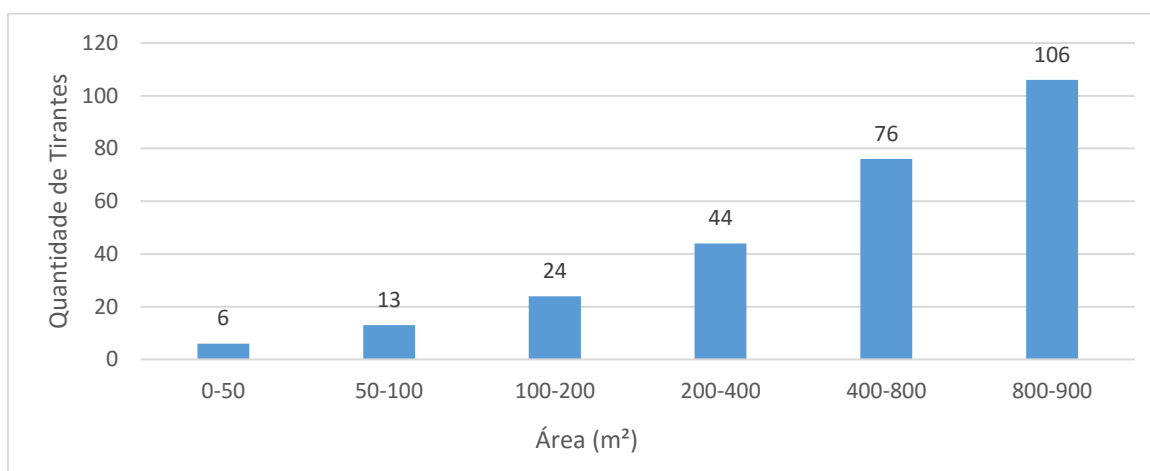


Figura 9.1.2-8 – Número de tirantes por faixa de área

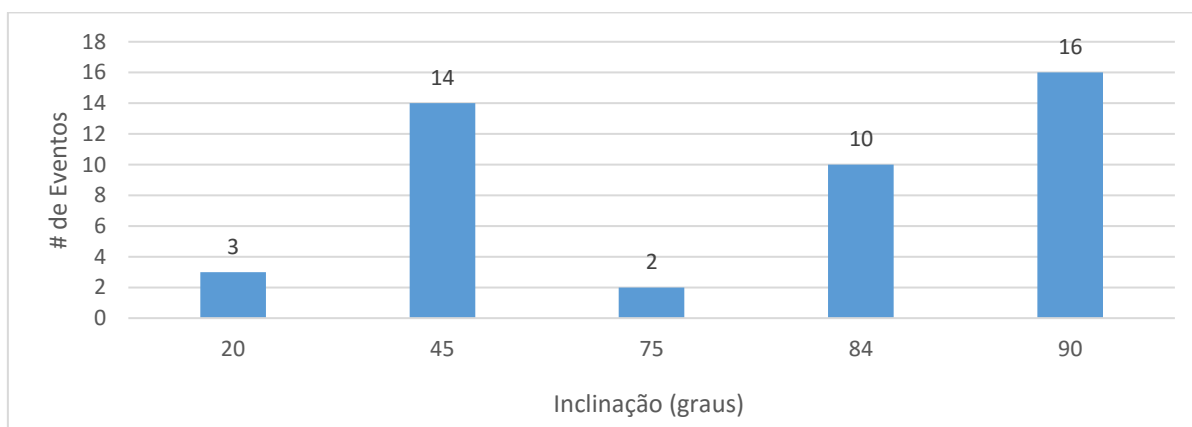


Figura 9.1.2-9 – Inclinação dos tiranetes

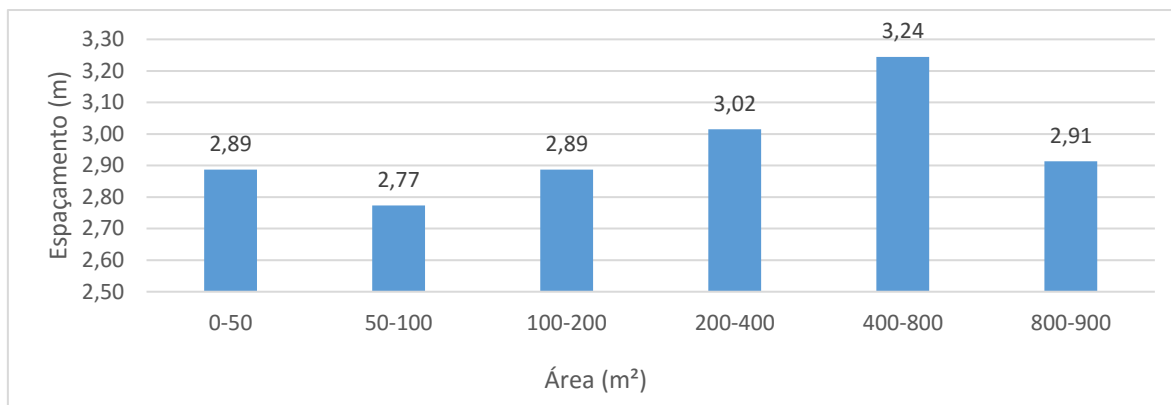


Figura 9.1.2-10 – Espaçamento dos tirantes por faixa de área

Assim como na cortina ancorada, os comprimentos dos bulbos no muro ancorado foram definidos segundo a experiência local, sendo utilizados 6 metros para tirantes em solo e 3 metros para tirantes em rocha como mostra a Figura 9.1.2-11.

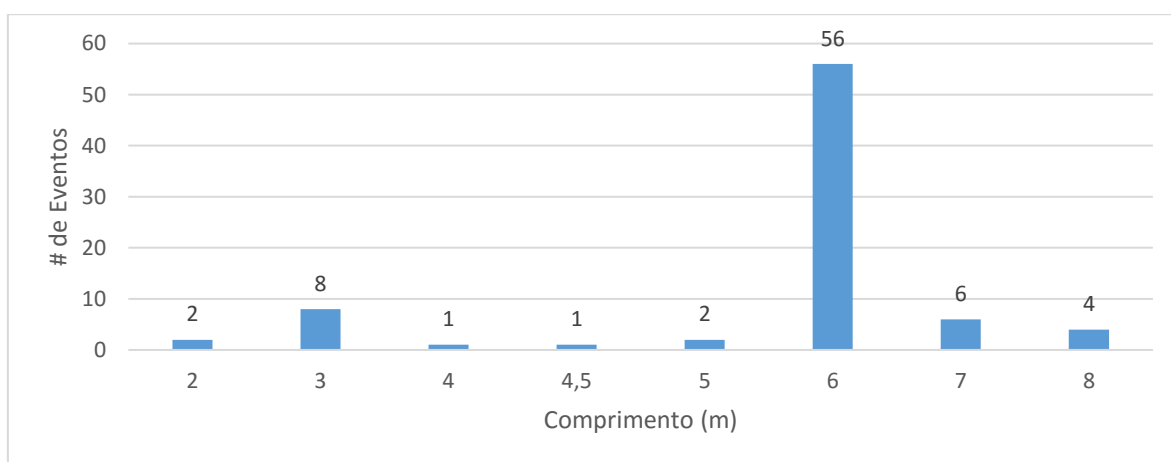


Figura 9.1.2-11 – Comprimento do bulbo de ancoragem

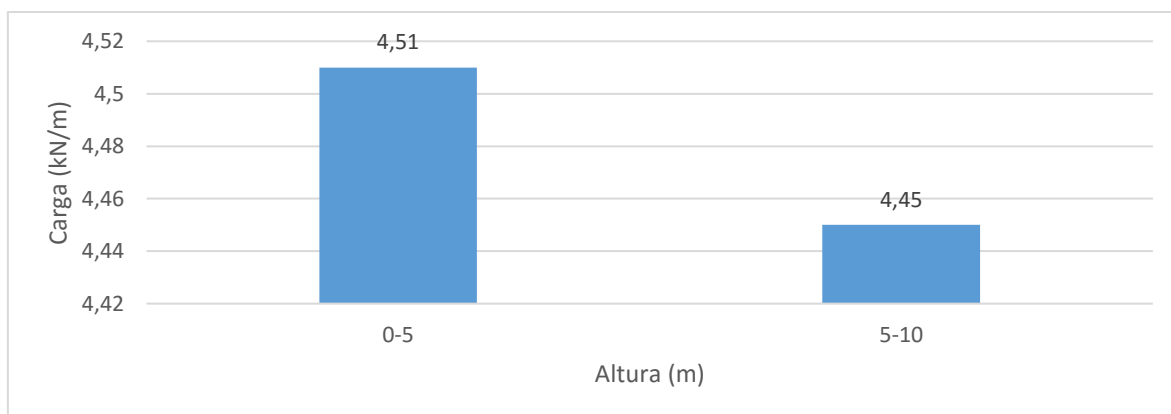


Figura 9.1.2-12 – Carga de protensão por metro de muro por faixa de altura

9.1.3. MURO EM CONCRETO ARMADO

Nos muros ancorados, foram analisados o seguinte critérios: altura, comprimento, espessuras da crista e base e área de face.

A Figura 9.1.3-1 ilustra um dos projetos analisados situado na Rua Casuarina, 45 - RJ

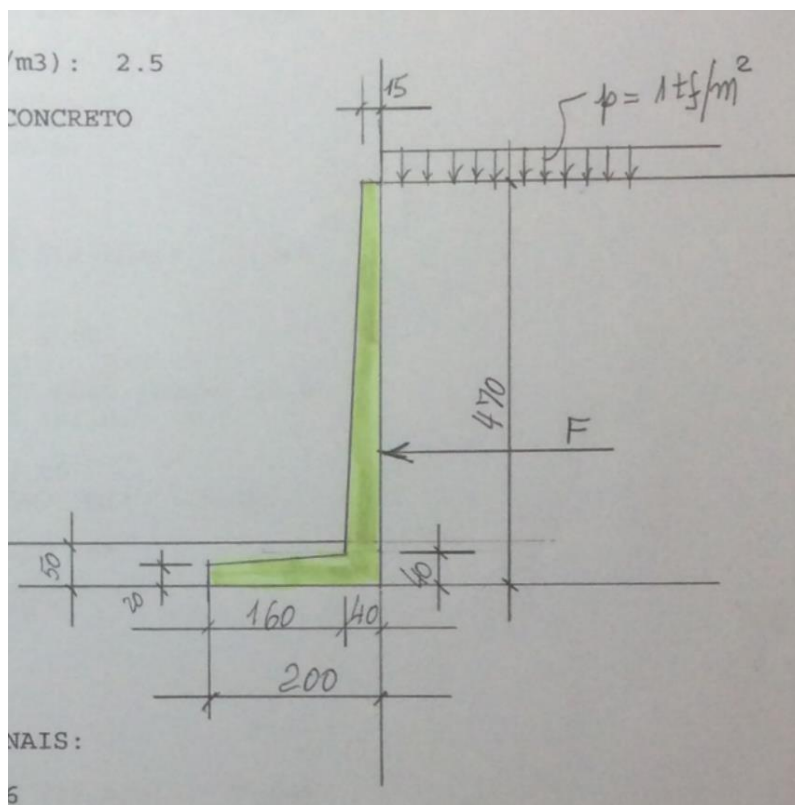


Figura 9.1.3-1 - Muro em concreto armado - Rua Casuarina Lote 45

Tabela 9.1.3-1 - Parâmetros do solo – Muro em concreto armado

	Peso Específico (kN/m³)	Ângulo (graus)	Coesão (kN/m²)
Média	17,9	29,1	10,6
Moda	18,0	30,0	15
Mediana	18,0	30,0	10,0
Desvio Padrão	0,7	2,6	6,5

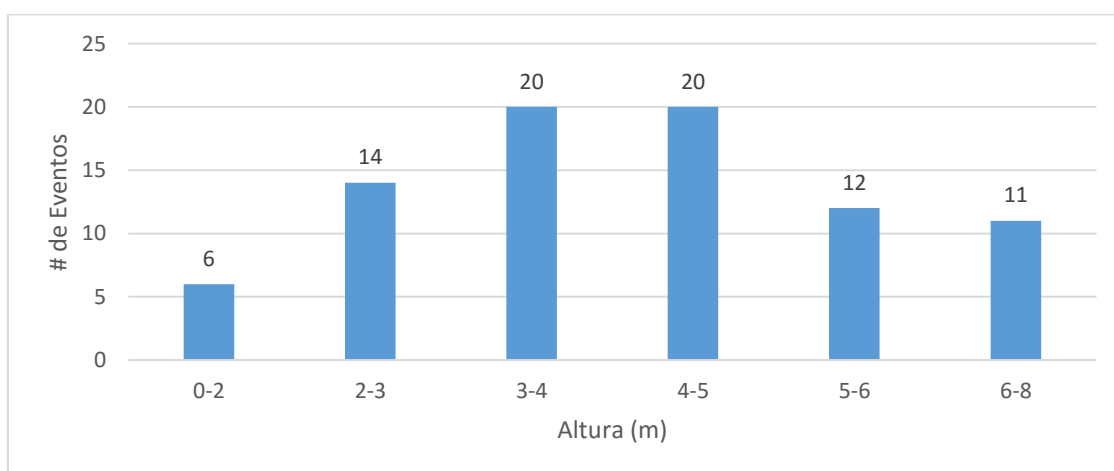


Figura 9.1.3-2 – Altura dos muros

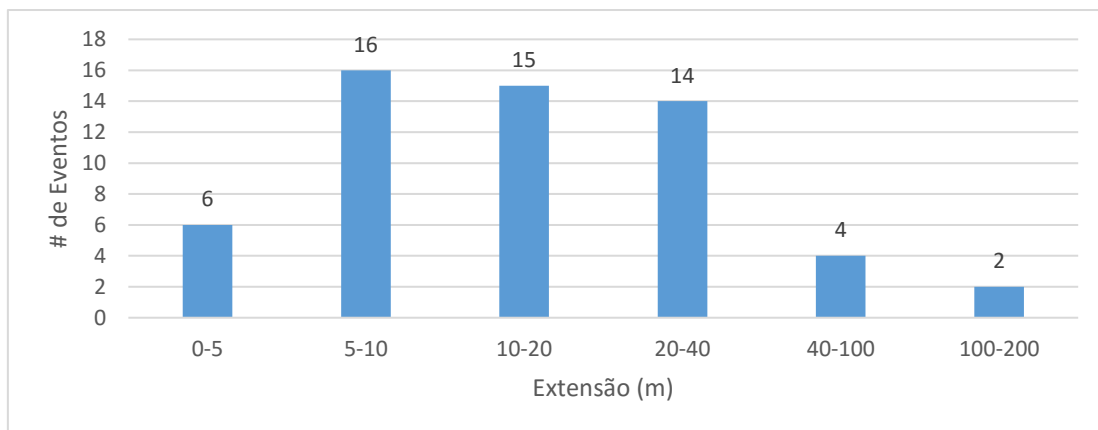


Figura 9.1.3-3 – Extensão dos muros

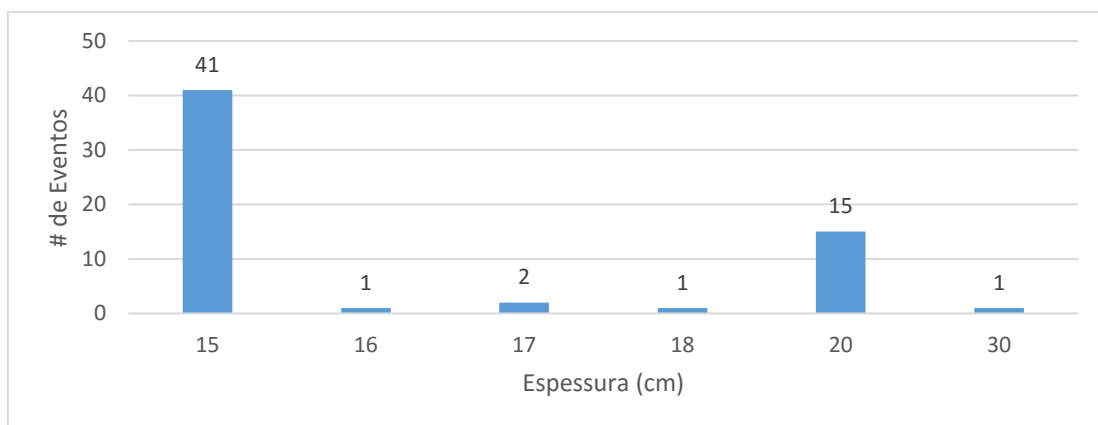


Figura 9.1.3-4 – Espessura da crista

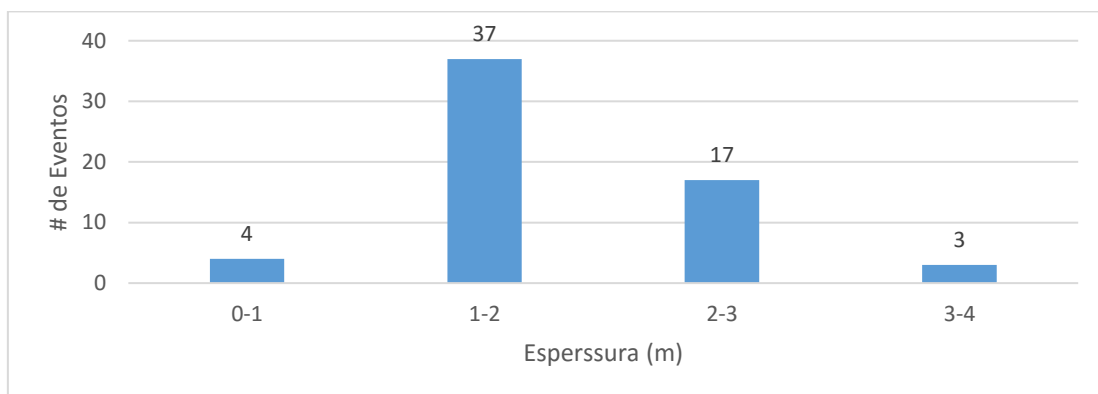


Figura 9.1.3-5 - Espessura da base

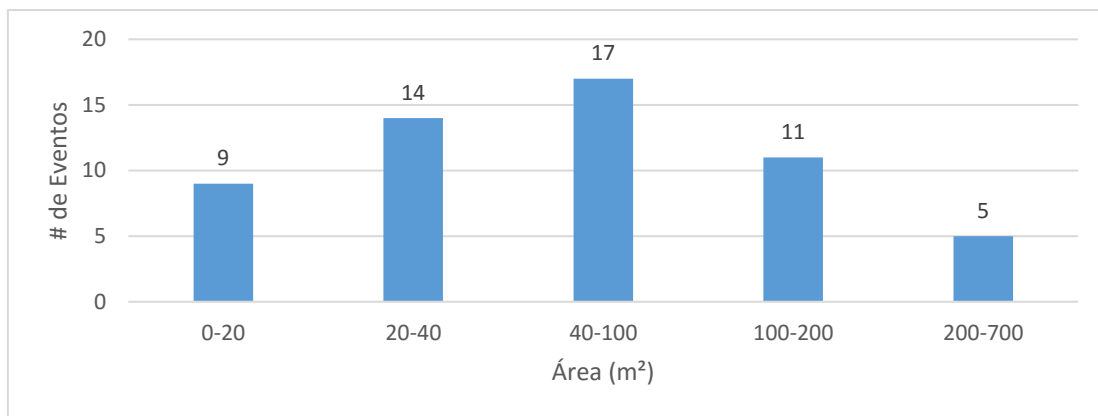


Figura 9.1.3-6 - Área da face do muro

9.1.4. MURO EM CONCRETO CICLÓPICO

Nos muros ancorados, foram analisados o seguinte critérios: altura, comprimento, espessuras da crista e base e área de face.

A Figura 9.1.4-1 ilustra um dos projetos analisados situado na Rua das Laranjeiras, 201 a 211 – RJ.

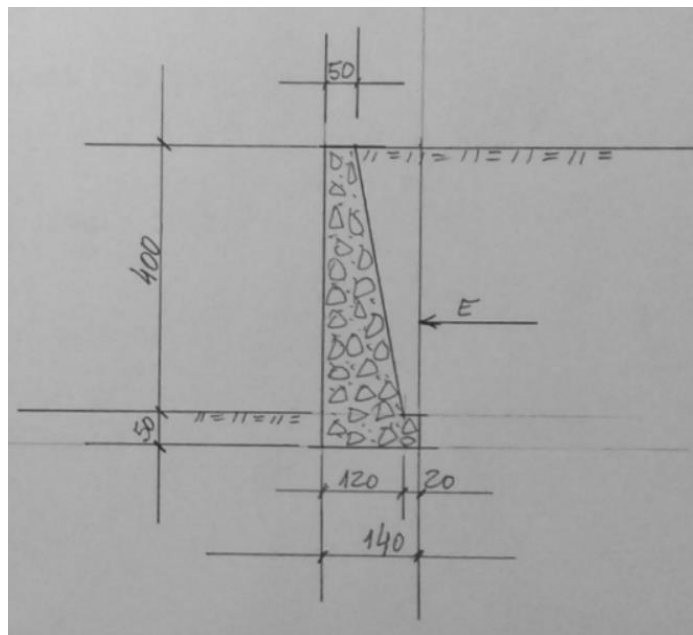


Figura 9.1.4-1 - Muro em concreto ciclópico - Rua das Laranjeiras, 201 a 211 - RJ

Tabela 9.1.4-1 - Parâmetros do solo - Muro em concreto ciclópico

	Peso Específico (kN/m³)	Ângulo (graus)	Coesão (kN/m²)
Média	17,2	29,1	10,5
Moda	18,0	30,0	5
Mediana	18,0	30	5
Desvio Padrão	2,6	2,9	10,9

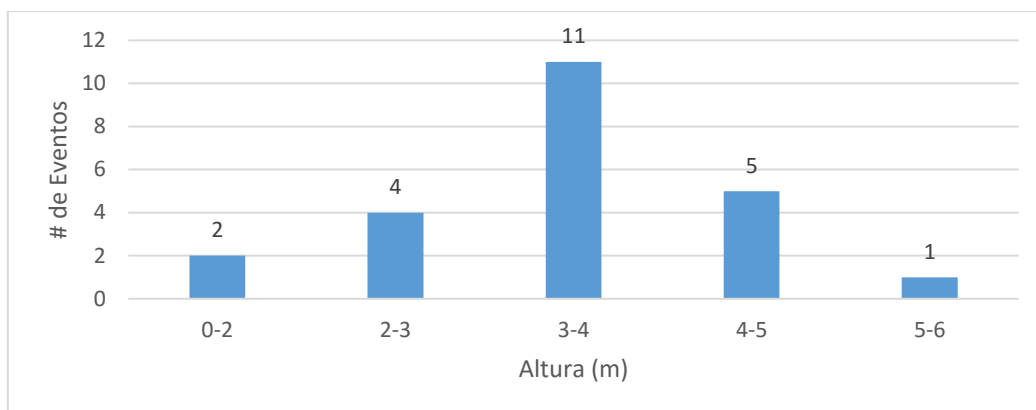


Figura 9.1.4-2 - Alturas dos muros

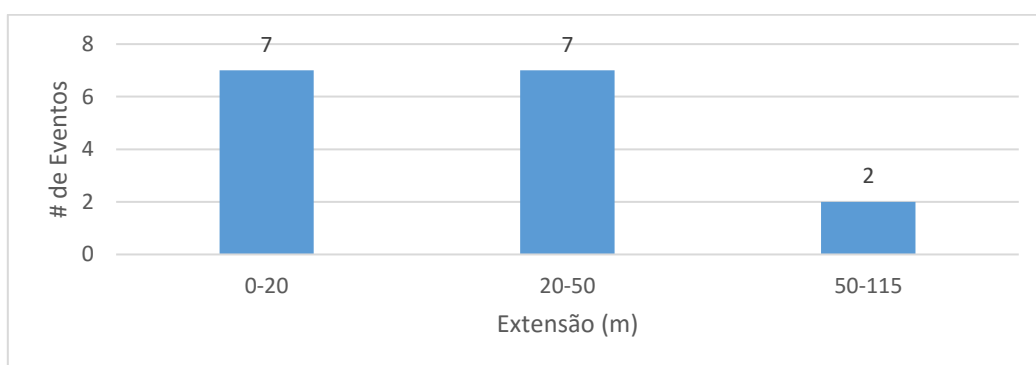


Figura 9.1.4-3 - Extensões dos muros

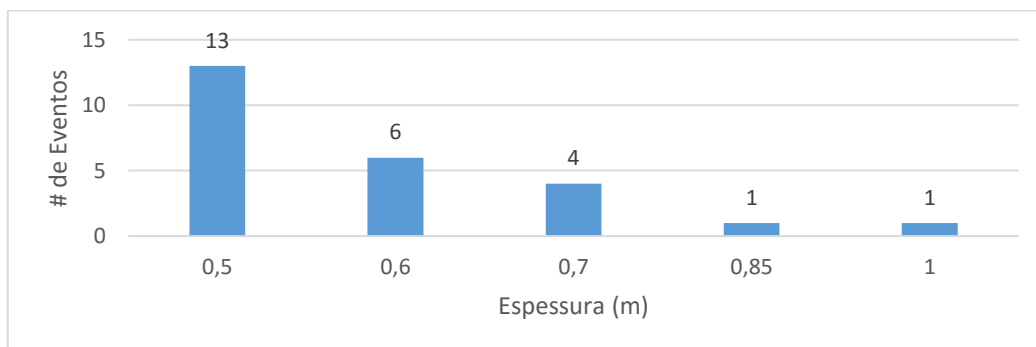


Figura 9.1.4-4 - Espessuras das cristas

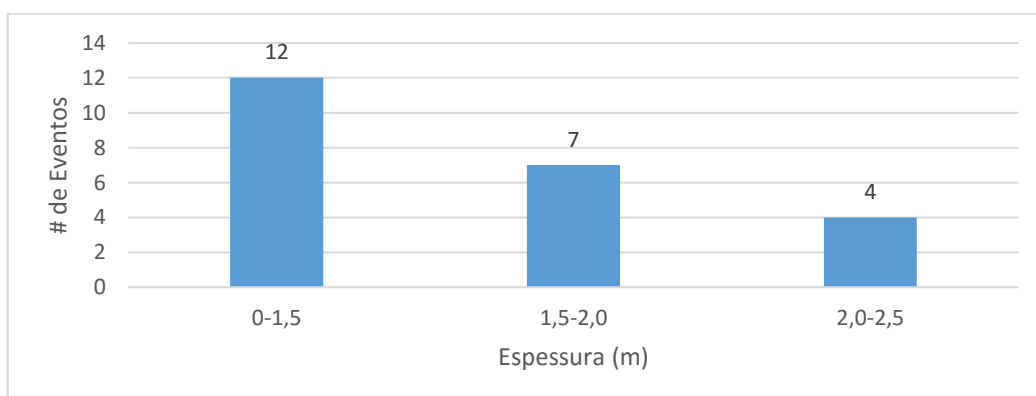


Figura 9.1.4-5 - Espessuras das bases

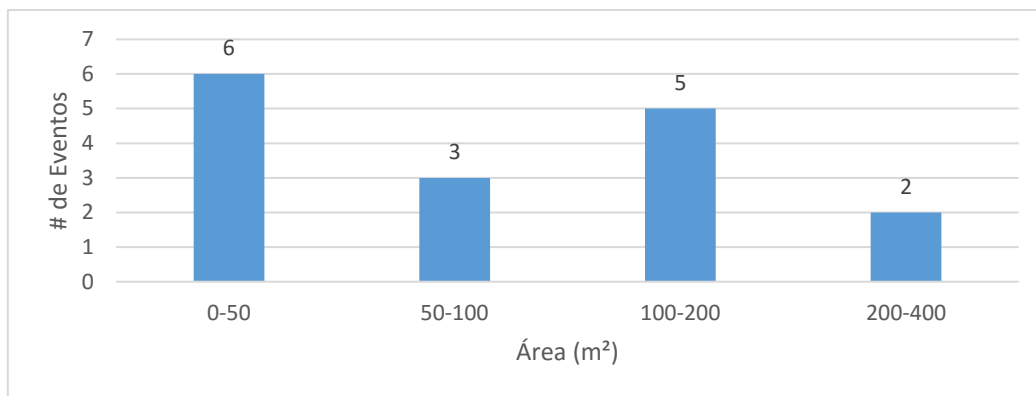


Figura 9.1.4-6 - Áreas das faces

9.1.5. MURO EM CONCRETO ARMADO COM CHUMBADORES

Os muros em concreto armado com chumbadores apresentaram duas funcionalidades no decorrer dos projetos. A primeira foi como estrutura de contenção convencional, e a segunda como muro de impacto.

Nos muros ancorados, foram analisados o seguinte critérios: altura, comprimento, espessuras da crista e base, área de face e comprimento de ancoragem.

A Figura 9.1.5-1 ilustra um dos projetos analisados situado na Estrada do Joá, Lote 2 - RJ

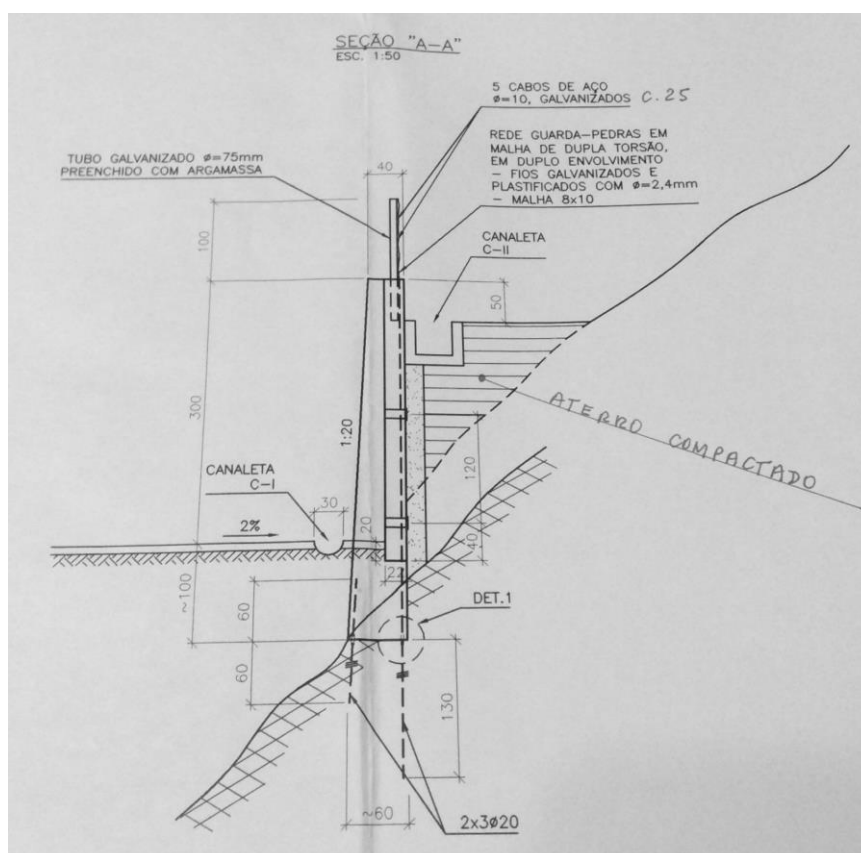


Figura 9.1.5-1 - Muro em concreto armado com chumbadores - Estrada do Joá, Lote 2.

Tabela 9.1.5-1 - Parâmetros do solo - Muro em concreto armado com chumbadores

	Peso Específico (kN/m ³)	Ângulo (graus)	Coesão (kN/m ²)
Média	18,0	28,1	8,5
Moda	18,0	30,0	0
Mediana	18,0	29	7,5
Desvio Padrão	0,0	2,3	8,8

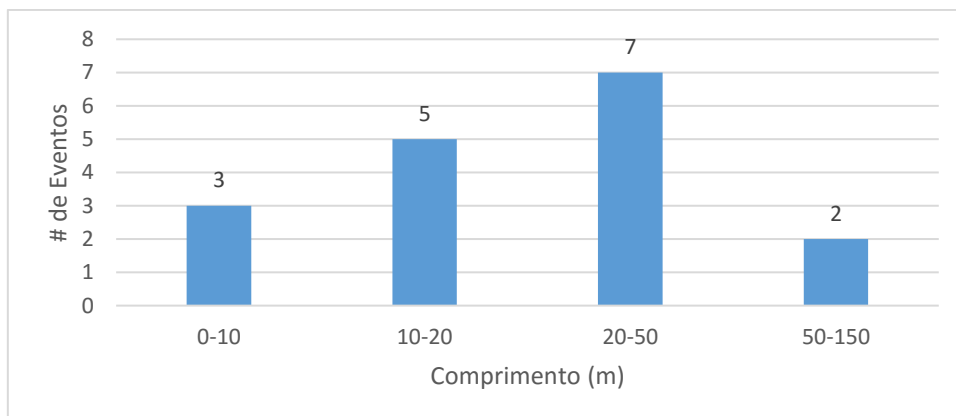


Figura 9.1.5-2 - Extensões dos muros

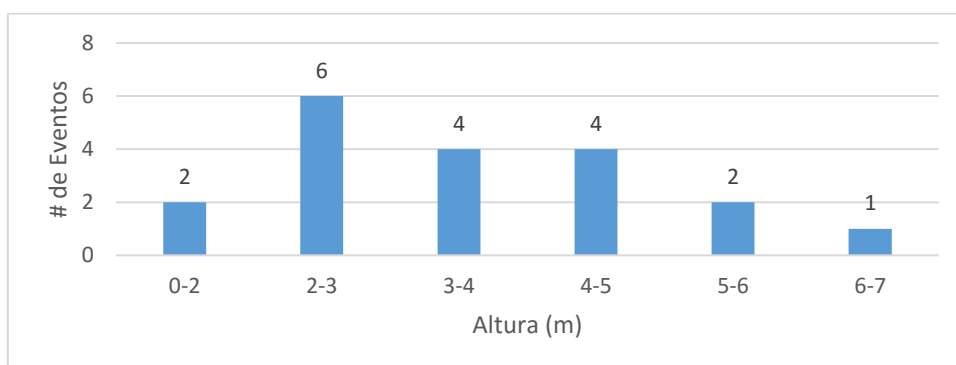


Figura 9.1.5-3 - Alturas dos muros

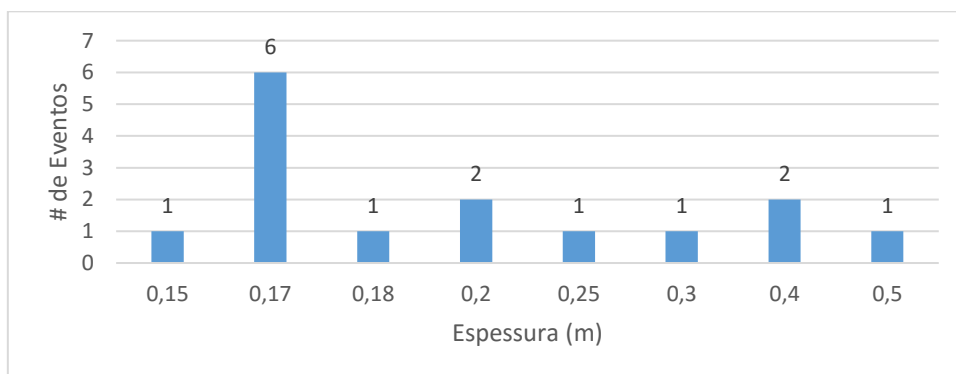


Figura 9.1.5-4 - Espessuras das cristas

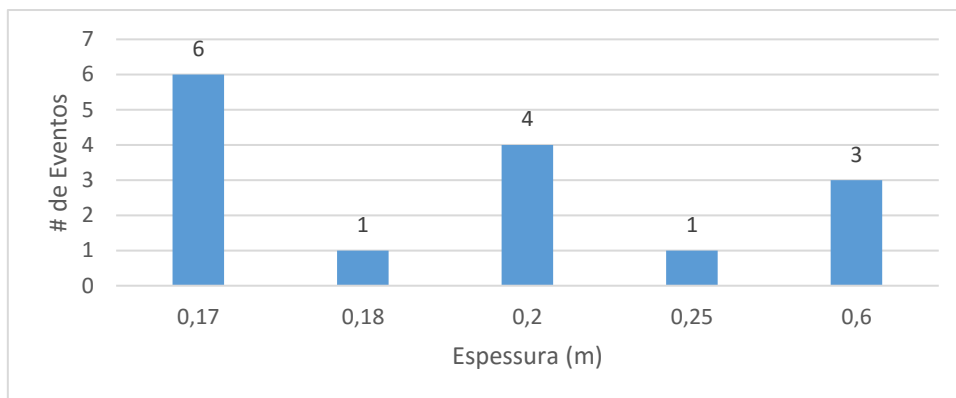


Figura 9.1.5-5 - Espessuras das bases

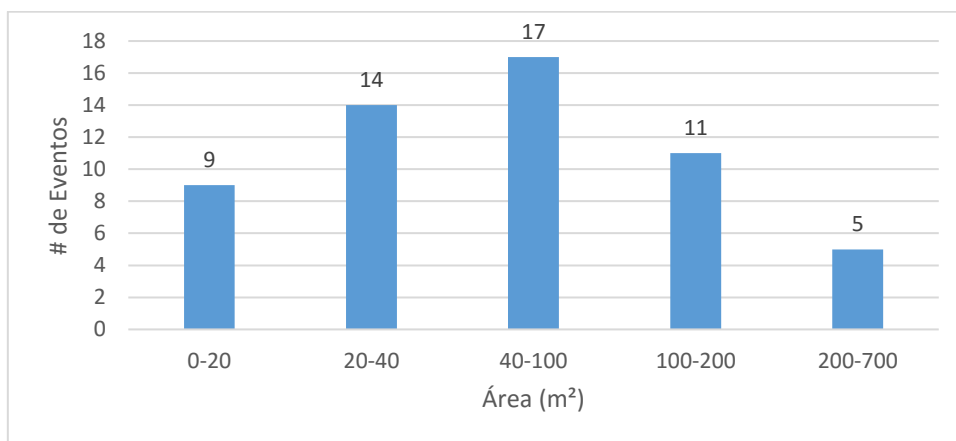


Figura 9.1.5-6 - Áreas dos muros

10. CONCLUSÕES

Um projeto de estabilidade de uma encosta engloba diversos fatores que devem ser estudados com cautela pelo engenheiro e os demais envolvidos, e a ciência de valores recorrentes para estruturas de contenção auxiliam no seu dimensionamento de maneira mais racional.

As cortinas ancoradas se mostraram bastante versáteis quando a sua utilização, compreendendo faixas que variam de 2,5m até 18,65m de altura e até 110m de extensão, sendo recomendadas para praticamente qualquer tipo de situação.

Por sua vez, os muros ancorados tiveram sua utilização limitada em relação às cortinas ancoradas, sendo utilizados para contenção de taludes de até 10m de altura.

Os muros em concreto armado apresentaram uma atuação ainda mais limitada quanto ao quesito vertical, sendo utilizado para situações que abarquem até os 8m de altura. Por outro lado, se mostrou versátil ao permitir a elaboração de estruturas de até 200m de extensão.

Os muros em concreto ciclópico se mostraram boas soluções para taludes de até 4m de altura e 50m de extensão. Dimensões superiores a estas inviabilizam o projeto por seu caráter artesanal.

Para os muros em concreto armado com chumbadores foram identificadas duas utilizações. A primeira como estrutura de contenção convencional para alturas de até 7m e a segunda como estrutura para prevenção de impactos.

Desta forma, este projeto permitiu que se fossem identificadas as principais nuances que permeiam a estabilização de um talude natural ou artificial, seja de forma preventiva ou remediativa, proporcionando condições suficientes para obtenção de estruturas baratas e seguras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629 - Execução de tirantes ancorados no terreno**. Rio de Janeiro, p. 24. 1996.

BUDHU, M. **Soil mechanics and foundation**. 3ª. ed. Arizona - USA: John Wiley & Sons, Inc, 2011.

CRAIG, R. F. **Craig's Soil Mechanics**. 7ª. ed. Londres: Spon Press, 2004.

DAS, B. M. **Principles of geotechnical engineering**. 7ª. ed. USA: Cengage Learning, 2011.

GEO. **Geotechnical Manual for Slopes**. 2ª. ed. Homantin, Kowloon - Hong Kong: [s.n.], 1984.

GEO-RIO. **Manual Técnico de Encostas**. 2ª. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2000.

GUNARATNE, M. **The foundation engineering handbook**. Boca Raton, FL - USA: Taylor & Francis Group, LLC, 2006.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 3ª. ed. USA: John Wiley & Sons, Inc, 1976.